



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΛΛΕΥΤΙΚΗΣ

“Σχεδιασμός υπόγειων δεξαμενών αποθήκευσης υδρογονανθράκων”

(Oil Storage Caverns)

Διπλωματική Εργασία



Μαλλή Φραντζέσκα

Επιβλέπων Καθηγητής: Δρ. Ανδρέας Μπενάρδος, Αναπληρωτής
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιούλιος 2022

Copyright © Μαλλή Φραντζέσκα

Με επιφύλαξη κάθε δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα. Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Πρόλογος

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στο πλαίσιο του μαθήματος των Υπόγειων Έργων της Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων - Μεταλλουργών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Η εν λόγω εργασία έχει ως κεντρικό θέμα διερεύνησης την διαδικασία της κατασκευής υπόγειων δεξαμενών αποθήκευσης πετρελαίου και φυσικού ή υγροποιημένου φυσικού αερίου, αλλά και τους τρόπους του βέλτιστου σχεδιασμού αυτών. Συγκεκριμένα, αντικείμενο της εργασίας αποτελεί η μοντελοποίηση πιθανών σεναρίων κατασκευής εγκαταστάσεων αποθήκευσης υδρογονανθράκων. Πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις με τη χρήση του προγράμματος Phase 2 RS2 της εταιρίας Rockscience, για διαφορετικές διατομές δεξαμενών και συνθήκες εδάφους κατασκευής τους. Σκοπός της διπλωματικής εργασίας είναι η εύρεση των καταλληλότερων διατομών και μέτρων υποστήριξης των δεξαμενών για καθορισμένους τύπους εδαφών και βραχώμαζας.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Ανδρέα Μπενάρδο για την δυνατότητα που μου έδωσε να αναλύσω ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα ,καθώς και για την βοήθεια του καθ' όλη την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας μου. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω μέσα από την καρδιά μου όλα μου τα αγαπημένα πρόσωπα, οικογένεια και φίλους για τη συνεχή στήριξη τους αυτά τα χρόνια.

Περίληψη

Οι υπόγειες δεξαμενές αποθήκευσης υδρογονανθράκων αποτελούν εδώ και αρκετά χρόνια ένα εξορυκτικό έργο ιδιαίτερου ενδιαφέροντος για την μεταλλευτική κοινότητα. Ο λόγος αυτής της προσοχής αποτελεί αφενός η ανάγκη του ανθρώπου και η εξάρτηση του από τις ορυκτές πρώτες ύλες και δει από το πετρέλαιο και το φυσικό αέριο και τα παράγωγα τους , όσο και τη στρατηγική οικονομική ανάπτυξη των χωρών. Με βάση λοιπόν αυτούς τους δύο πολύ σημαντικούς παράγοντες αναπτύχθηκαν ορισμένα προγράμματα για την προσομοίωση των έργων αυτών και την όσο το δυνατόν καλύτερη προσέγγιση του βέλτιστου σε κάθε περίπτωση αποτελέσματος. Ακριβώς εκεί αποσκοπούσε και η εν λόγω εργασία ,στην οποία μέσω της χρήση του προσομοιωτικού προγράμματος RS2 για διαφορετικές συνθήκες κάθε φορά πραγματοποιήθηκε μελέτη της συμπεριφοράς των κατασκευών. Οι υπόγειοι θάλαμοι αποθήκευσης ,καθώς αποτελούν έργο μεγάλης έκτασης και δυσκολίας, επιφέρουν όπως είναι λογικό και διαφορετικά αποτελέσματα τα οποία επηρεάζονται από τη βραχώμαζα που υπάρχει ως δεδομένο , την διατομή που θα επιλεχθεί καθώς και από την απόσταση μεταξύ των θαλάμων , λόγω της επιρροής των τάσεων ως γειτνιάζουσες δεξαμενές. Κατέστη λοιπόν αναγκαία η επιλογή διαφορετικών περιπτώσεων για κάθε μια από τις παραπάνω επιρροές. Αρχικά επιλέχθηκαν εδάφη ασβεστολιθικής σύστασης με δείκτη GSI εύρους 50-75 ως αναφέρουσες βραχώμαζες. Εν συνεχεία οι διατομές κυμάνθηκαν από 15 έως 25 m πλάτος και από 25 μέχρι 30m ύψος. Τέλος, επιλέγοντας ως ιδανικό το μοντέλο με διατομή 20X30m, πραγματοποιήθηκε έλεγχος των επιρροών των θαλάμων ανάλογα με την απόσταση που μεσολαβούσε από τον έναν θάλαμο στον άλλον. Σε όλα τα σενάρια μοντελοποίησης προτού βγουν τα τελικά αποτελέσματα εφαρμόστηκαν και μέτρα υποστήριξης ,τα οποία εγκαταστάθηκαν σύμφωνα με το εμπειρικό νομογράφημα Q(Rock Mass Quality).Συστήματα αγκυρώσεων και ινοπλισμένο η μη σκυρόδεμα τοποθετήθηκε σε κάθε μια από τις περιπτώσεις των δεξαμενών μετά από την μελέτη προκειμένου να γίνει δυνατή η προσέγγιση πιο ακριβών αποτελεσμάτων. Τελικά ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στις συνολικές μετατοπίσεις των δεξαμενών αποθήκευσης, στην κύρια τάση επιρροής στις δεξαμενές, στη πλαστική ζώνη που αναπτύσσεται γύρω από αυτές καθώς και στο κατά πόσο τα μέτρα υποστήριξης που χρησιμοποιήθηκαν ήταν ικανά να καταστήσουν το έργο ευσταθές.

Abstract

Underground hydrocarbon storage caverns have been a mining project of particular interest to the mining community for several years. The reason for this attention is both the dependence of humanity on mineral raw materials and particularly on oil and gas and their derivatives, and the strategic financial development of countries. Therefore, based on these two very important factors, certain programs have been developed to simulate these projects and to predict as more precisely as possible the optimal outcome in each case. This is exactly what this thesis was aimed at, in which, using the simulation program RS2 for different conditions in each scenario, an assessment of the behavior of the structures was carried out. The underground storage caverns, as a project of great size and difficulty, bring about different results which are influenced by the present rock mass, the cross-section as well as the distance between the caverns, due to the influence of stresses as adjacent tanks. It therefore became necessary to select different scenarios for each of the above factors. Initially, soils of calcareous composition with a GSI index in the range 50-75 were selected as reporting rock masses. Subsequently, the cross sections ranged from 15 to 25 m width and 25 to 30 m height. Finally, the ideal model of 20X30m cross-section was picked, among the rest, for further testing the effects of distance between the caverns. Throughout the modeling scenarios before the final results were obtained, support measures were also applied, which were installed according to the empirical Q(Rock Mass Quality) nomogram. Anchorage systems and fibred reinforced, or non-reinforced concrete were installed in each of the cases of the caverns in order to be able to obtain more accurate results. Finally, particular emphasis was placed on the overall displacements of the storage caverns, the principal stress on the caverns, the yielded zone developing around them and whether the support measures used were capable of making the project stable.

Zusammenfassung

Unterirdische Kavernen zur Speicherung von Kohlenwasserstoffen sind seit mehreren Jahren ein Bergbauprojekt von besonderem Interesse für die Bergbaugemeinschaft. Der Grund für diese Aufmerksamkeit ist sowohl die Abhängigkeit der Menschheit von mineralischen Rohstoffen und insbesondere von Öl und Gas und deren Derivaten, als auch die strategische finanzielle Entwicklung der Länder. Ausgehend von diesen beiden sehr wichtigen Faktoren wurden daher bestimmte Programme entwickelt, um diese Projekte zu simulieren und das optimale Ergebnis in jedem Fall so gut wie möglich vorherzusagen. Genau dies war das Ziel dieser Arbeit, in der mit Hilfe des Simulationsprogramms RS2 für verschiedene Bedingungen in jedem Szenario eine Bewertung des Verhaltens der Strukturen vorgenommen wurde. Die unterirdischen Lagerkavernen, als ein Projekt von großer Größe und Schwierigkeit, bringen unterschiedliche Ergebnisse hervor, die durch das vorhandene Gebirge, den Querschnitt sowie den Abstand zwischen den Kavernen beeinflusst werden. Es war daher notwendig, für jeden der oben genannten Faktoren verschiedene Szenarien zu wählen. Zunächst wurden kalkhaltige Böden mit einem GSI-Index im Bereich von 50-75 als berichtspflichtige Gesteinsmassen ausgewählt. Anschließend wurden Querschnitte von 15 bis 25 m Breite und 25 bis 30 m Höhe gewählt. Schließlich wurde das ideale Modell mit einem Querschnitt von 20 x 30 m ausgewählt, um die Auswirkungen des Abstands zwischen den Kavernen weiter zu untersuchen. Während der gesamten Modellierungsszenarien, bevor die endgültigen Ergebnisse erzielt wurden, wurden auch Stützmaßnahmen angewandt, die gemäß dem empirischen Nomogramm Q (Rock Mass Quality) installiert wurden. Verankerungssysteme und faserbewehrter oder unbewehrter Cement wurden in jedem der Fälle der Kavernen installiert, um genauere Ergebnisse zu erhalten. Besonderes Augenmerk wurde schließlich auf die Gesamtverschiebungen der Lagerkavernen, die Hauptspannungen der Kavernen, die sich um die Kavernen herum entwickelnde Fließzone und letztendlich wurde die Frage gestellt, ob die verwendeten Stützmaßnahmen die Stabilität des Projektes gewährleisten können.

Πίνακας περιεχομένων

Πρόλογος.....	3
Ευχαριστίες.....	3
Περίληψη.....	4
Abstract	5
Κατάλογος Εικόνων.....	10
Κατάλογος Πινάκων	12
Κατάλογος Διαγραμμάτων	13
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	15
1.1. Σημασία Υπόγειας Αποθήκευσης Υδρογονανθράκων.....	15
1.2. Στόχος Εργασίας	16
2. ΥΠΟΓΕΙΑ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗ ΥΔΡΟΓΟΝΑΘΡΑΚΩΝ	17
2.1. Τι είναι τα υπόγεια έργα αποθήκευσης υδρογονανθράκων;.....	17
2.1.1. Αποθήκευση Φυσικού αερίου –Ιδιαίτερη περίπτωση Ψύξης του εδάφους.....	17
2.2. Έργα αποθήκευσης μετά το 2000	21
2.2.1. Jourong Caverns	23
2.2.2. IndianRockCaverns	25
• 2.2.2.1. Vishakhapatnam, Vizag Cavern Project	25
• 2.2.2.2. Padur	26
3 ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΥΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΕΡΓΟΥ-ΜΕΛΕΤΕΣ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ.....	28
3.1. Προϋποθέσεις.....	28
3.2. Φορτίσεις.....	29
3.3. Απαραίτητες έρευνες	31
3.3.1. Γεωμηχανική Διερεύνηση πριν την εκσκαφή	31
3.3.2. Γεωτεχνικές Συμπεριφορές και Μελέτες	31
3.3.3. Υδρογεωλογικές Μελέτες	32
4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	34
4.1. Αρχή της αποθήκευσης.....	34
4.2. Εγκαταστάσεις έργων	35
4.3. Σχεδιασμός Μονάδων Αποθήκευσης.....	35
4.3.1. Τύποι Θαλάμων Αποθήκευσης	35
4.3.3 Διάταξη	38
4.3.3.1. Μονάδες αποθήκευσης	39

4.3.4. Διατομή.....	41
4.3.5. Απόσταση μεταξύ θαλάμων	41
4.3.7. Σήραγγα πρόσβασης	42
4.3.8. Φρέαρ αερισμού	43
4.3.9. Φρέαρ άντλησης και η σήραγγα λειτουργίας.....	43
4.3.10. Κουρτίνες νερού	43
4.3.10.1. Υδραυλικές δοκιμές	44
4.3.11. Τρόπος Εκσκαφής.....	44
5 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΔΡΟΓΟΝΑΝΘΡΑΚΩΝ	46
5.1. Υποστήριξη υπόγειων έργων αποθήκευσης υδρογονανθράκων	49
5.1.1. Σύστημα αγκυρώσεων.....	50
5.2. Επένδυση Σκυροδέματος.....	52
5.2.1. Συστήματα ταξινόμησης	52
5.2.1.1. Το νομογράφημα Q (Rock Mass Quality).....	53
5.2.1.2. GSI and Residual strength parameter	56
5.1.3. Αξιολόγηση υποστήριξης με βάση το GSI	59
5.1.3.1. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΓΙΑ GSI 75	59
5.1.3.2. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΓΙΑ GSI 60	61
5.1.3.3. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΓΙΑ GSI 50	64
6 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ –ΣΥΓΚΡΙΣΗ.....	67
6.1 Γενικά συμπεράσματα μετά την υποστήριξη με τα παραπάνω μέτρα στην περίπτωση GSI 75.....	67
6.2 Γενικά συμπεράσματα μετά την υποστήριξη με τα παραπάνω μέτρα για την περίπτωση GSI 60.....	71
6.3 Γενικά συμπεράσματα μετά την υποστήριξη με τα παραπάνω , μέτρα για την περίπτωση GSI 50.....	77
7 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	84
7.1.1. 20X30 απόσταση 45m.....	84
7.1.2. 15X30 απόσταση 30 m.....	87
7.1.3. 25X30 απόσταση 30m.....	90
7.2. Επιλεγμένα Μοντέλα για GSI60	93
7.2.1. 20X30 απόσταση 45m.....	93
7.2.2. 15X30 απόσταση 30m.....	96
7.2.3. 25x30 απόσταση 30m	99
7.1 Επιλεγμένα Μοντέλα για GSI 50.....	102

7.3.1.20X30 απόσταση 60m.....	102
7.3.2.15X30 απόσταση 30m	106
7.3.3.25X30 απόσταση 30m.....	109
8 ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	113

Κατάλογος Εικόνων

Κεφάλαιο 2

Εικόνα 2. 1: Απεικόνιση θαλάμου αποθήκευσης LPG και διάταξη υδατοκουρτίνας .	18
Εικόνα 2. 2: Εσωτερική όψη του έργου στη Σιγκαπούρη.....	24
Εικόνα 2. 3: Διάταξη έργου στο Vizag Project(Pillai & Malkani, 2014).	26
Εικόνα 2. 4: Διάταξη έργου στο Padur.....	27

Κεφάλαιο 3

Εικόνα 3. 1: Απεικόνιση της μεθόδου θαλάμων και στύλων(Geotechnical Engineering Office, March 1992).....	30
---	----

Κεφάλαιο 4

Εικόνα 4. 1: Μια τυπική απεικόνιση ενός θαλάμου αποθήκευσης και η σημασία της ύπαρξης υδραυλικής πίεσης γύρω από αυτόν(Pillai & Malkani, 2014).	34
Εικόνα 4. 2: Unlined rock cavern(Underground Storage Technologies)	36
Εικόνα 4. 3: Δομή υπόγειων θαλάμων αλατιού.....	37
Εικόνα 4. 4: Υπόγειες δεξαμενές σκυροδέματος	38
Εικόνα 4. 5: Σχηματική απεικόνιση της δομής ενός συστήματος υπόγειας αποθήκευσης(Kannan et al.)	39
Εικόνα 4. 6: Storage cavern with single shaft concept.(Σύστημα μονού φρέατος)(Underground Storage Technologies)	40
Εικόνα 4. 7: Απεικόνιση μονάδας δύο φρεάτων	40
Εικόνα 4. 8: L= απόσταση μεταξύ των εσωτερικών τοιχωμάτων των προσαρμοσμένων δεξαμενών. B ₁ , H ₁ , B ₂ , H ₂ , R ₁ , R ₂	42

Κεφάλαιο 5

Εικόνα 5. 1: GSI ,όπως δημιουργήθηκε από Hoek και Μαρίνο(2000)(Hoek et al., 2013).....	57
---	----

Κεφάλαιο 6

Εικόνα 6. 1: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης γύρω από τις δεξαμενές σε διατομή 25X30m (πλάτος X ύψος).....	70
Εικόνα 6. 2: Απεικόνιση τάσεων λόγω καθιζήσεων	70
Εικόνα 6. 3: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικών ζωνών γύρω από τις δεξαμενές αποθήκευσης με διατομή 20X27m.....	74
Εικόνα 6. 4: Απεικόνιση πλαστικών ζωνών γύρω από τις δεξαμενές αποθήκευσης με διατομή 20X25m	74
Εικόνα 6. 5: Απεικόνιση πλαστικών ζωνών γύρω από τις δεξαμενές αποθήκευσης με διατομή 25X30.	75
Εικόνα 6. 6: Απεικόνιση τάσεων λόγω καθιζήσεων	75
Εικόνα 6. 7: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης	76

Εικόνα 6. 8: Απεικόνιση τάσεων λόγω καθιζήσεων	76
Εικόνα 6. 9 : Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης	80
Εικόνα 6. 10: Απεικόνιση τάσεων λόγω καθιζήσεων	81
Εικόνα 6. 11: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης	81
Εικόνα 6. 12: Απεικόνιση τάσεων λόγω καθιζήσεων	82
Εικόνα 6. 13 : Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης	82
Εικόνα 6. 14 : Απεικόνιση τάσεων λόγω καθιζήσεων	83

Κεφάλαιο 7

Εικόνα 7. 1: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων δεξαμενών αποθήκευσης με διατομή 20Χ30 απόσταση 45m	84
Εικόνα 7. 2: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων για την διατομή 15Χ30 m	88
Εικόνα 7. 3: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων διατομής 25Χ30m	90
Εικόνα 7. 4: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων διατομής 20Χ30m απόσταση 45m	93
Εικόνα 7. 5: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων για την διατομή 15Χ30m.....	96
Εικόνα 7. 6: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων γύρω από τις δεξαμενές στη διατομή 25Χ30m	99
Εικόνα 7. 7: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων στη διατομή 20Χ30m απόσταση 60m.....	103
Εικόνα 7. 8: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων 15Χ30 m	106
Εικόνα 7. 9: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων στη διατομή 25Χ30m	109

Κατάλογος Πινάκων

Κεφάλαιο 2

Πίνακας 2. 1: «Μονάδες αποθήκευσης υδρογονανθράκων σε όλο τον κόσμο μετά το 2000»	21
---	----

Κεφάλαιο 4

<i>Πίνακας 4. 1:«Σύγκριση διαφορετικών τύπων αποθήκευσης»</i>	38
---	----

Κεφάλαιο 5

Πίνακας 5. 2: «Διατομές ελέγχου»	46
Πίνακας 5. 3: «Αμετάβλητα μεγέθη Μοντελοποίησης»	46
Πίνακας 5. 4: «Σενάρια Μοντελοποίησης με βάση το δείκτη GSI και τη διατομή τους»	48
Πίνακας 5. 5:Μήκη των αγκυρίων στη στέψη και στους τοίχους του θαλάμου	52
Πίνακας 5. 6: «Χαρακτηριστικά επιλεγμένου σκυροδέματος (EurocodeApplied.com)».....	52
Πίνακας 5. 7: «Μέτρα υποστήριξης των διατομών σύμφωνα με την εμπειρική μέθοδο του νομογράφου Q»	60
Πίνακας 5. 8: «Μέτρα Υποστήριξης που επιλέθηκαν για GSI 60 σύμφωνα με το νομογράφημα Q»	63
Πίνακας 5. 9: « Μέτρα υποστήριξης για την περίπτωση βραχώμαζας GSI50 σύμφωνα με το νομογράφημα Q»	65

Κεφάλαιο 6

<i>Πίνακας 6. 1: «Πίνακας τιμών χαρακτηριστικών κοχλίωσης ,όπως αυτά δίδονται από τη βιομηχανία. (ELEBAR)»</i>	51
Πίνακας 6. 2:«Μέγιστες τιμές συνολικών μετατοπίσεων και κάθετης κύριας τάσης για τις διατομές με δείκτη GSI 60»	71
Πίνακας 6. 3: «Μέγιστες τιμές συνολικών μετατοπίσεων και κάθετης κύριας τάσης διατομών με δείκτη GSI 50»	77

Κεφάλαιο 7

Πίνακας 7. 1.:Παρουσίαση επιλεγμένων μοντέλων μετά τη διερεύνηση	84
--	----

Κατάλογος Διαγραμμάτων

Διάγραμμα 5. 1:Σχέση παραμόρφωσης και υπολειπόμενης αντοχής (Cai et al., 2007).....	58
Διάγραμμα 5. 2: Διάγραμμα Qγια την επιλογή μέτρων υποστήριξης για την περίπτωση των διατομών σε βραχώμαζα GSI75	59
Διάγραμμα 5. 3: Διάγραμμα Qwall για την επιλογή μέτρων υποστήριξης σε βραχώμαζα GSI75	60
Διάγραμμα 5. 4: Διάγραμμα Qγια την επιλογή μέτρων υποστήριξης σε βραχώμαζα GSI60 ..	61
Διάγραμμα 5. 5: Διάγραμμα Q _{wall} για την επιλογή μέτρων υποστήριξης για την περίπτωση των διατομών σε βραχώμαζα GSI60.....	62
Διάγραμμα 5. 6:Διάγραμμα Q για την επιλογή μέτρων υποστήριξης για την περίπτωση των διατομών σε βραχώμαζα GSI50	64
Διάγραμμα 5. 7: Διάγραμμα Q για την επιλογή μέτρων υποστήριξης για την περίπτωση των διατομών σε βραχώμαζα GSI75	65
Διάγραμμα 6. 1:Διάγραμμα μέτρων υποστήριξης σύμφωνα με το νομογράφημα Q 54	
Διάγραμμα 7. 1.Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών	85
Διάγραμμα 7. 2:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων σε διακριτά σημεία στη μέση των παρειών	86
Διάγραμμα 7. 3:Διάγραμμα συμπεριφοράς τσιμέντου υποστήριξης στην διατομή 20X30 απόσταση 45m	87
Διάγραμμα 7. 4:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης θαλάμων με διατομή 15X30.	88
Διάγραμμα 7. 5:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων σε διακριτά σημεία στη μέση των παρειών των δεξαμενών με διατομή 15X30	89
Διάγραμμα 7. 6:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος στη στέψη.	90
Διάγραμμα 7. 7:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης	91
Διάγραμμα 7. 8:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων σε διακριτά σημεία στη μέση των παρειών των δεξαμενών	92
Διάγραμμα 7. 9:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης δεξαμενών.	92
Διάγραμμα 7. 10:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών αποθήκευσης.....	93
Διάγραμμα 7. 11:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων διακριτών σημείων στη μέση των δεξαμενών.....	94
Διάγραμμα 7. 12:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης. ..	95
Διάγραμμα 7. 13:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών. 95	
Διάγραμμα 7. 14:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών	96
Διάγραμμα 7. 15:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων δαπέδου δεξαμενών	97
Διάγραμμα 7. 16:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης.	Error! Bookmark not defined.
Διάγραμμα 7. 17:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών. 98	

Διάγραμμα 7. 18:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών	99
Διάγραμμα 7. 19:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων διακριτών σημείων στις παρειές των δεξαμενών	100
Διάγραμμα 7. 20:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης. .	101
Διάγραμμα 7. 21:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών.	101
Διάγραμμα 7. 22: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών	103
Διάγραμμα 7. 23:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων των παρειών των δεξαμενών αποθήκευσης	104
Διάγραμμα 7. 24:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης. .	105
Διάγραμμα 7. 25:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών.	105
Διάγραμμα 7. 26:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών	107
Διάγραμμα 7. 27:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων παρειών δεξαμενών αποθήκευσης	107
Διάγραμμα 7. 28:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης. .	108
Διάγραμμα 7. 29:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών.	108
Διάγραμμα 7. 30:Διάγραμμα συνολικής μετατόπισης στέψης δεξαμενών	110
Διάγραμμα 7. 31:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων σε διακριτά σημεία στη μέση των παρειών των δεξαμενών αποθήκευσης	111
Διάγραμμα 7. 32:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης.	112
Διάγραμμα 7. 33:Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών.	112

1.ΕΙΣΑΓΩΓΉ

1.1.Σημασία Υπόγειας Αποθήκευσης Υδρογονανθράκων

Με αφορμή την διδασχή του συγκεκριμένου θέματος κατά τη διάρκεια του μαθήματος των υπογείων έργων και διερευνώντας σε δεύτερο χρόνο την σημασία των τεχνολογιών υπόγειας αποθήκευσης για την το σημερινό παγκόσμιο γεωπολιτικό σενάριο εκπονήθηκε η συγκεκριμένη εργασία. Η ενεργειακή εξασφάλιση μιας χώρας με τα σημερινά δεδομένα καθίσταται μεγίστης σημασίας. Αρκετά υψηλός αριθμός χωρών και μερικές από τις μεγαλύτερες οικονομίες έχουν συνειδητοποιήσει τις ανάγκες για αποθέματα ασφαλείας SPR(Strategic Petroleum Reinforcements) και έχουν επενδύσει στη δημιουργία υπόγειου χώρου αποθήκευσης εγκαταστάσεων / μηχανισμών διατήρησης αποθεμάτων για την εξασφάλιση σταθερών προμηθειών. Διαφορετικές τεχνολογίες διατίθενται για τη δημιουργία τέτοιου είδους εγκαταστάσεων αποθήκευσης υδρογονανθράκων. Προκειμένου λοιπόν να διασφαλιστούν τα αποθέματα πετρελαίου και φυσικού αερίου μιας χώρας , επιλέγεται η αποθήκευση τους σε τεραστίου μεγέθους υπόγειες δεξαμενές. Διαφορετικές τεχνολογίες διατίθενται για τη δημιουργία τέτοιου είδους εγκαταστάσεων αποθήκευσης υδρογονανθράκων.

Πιο συγκεκριμένα παραδείγματα :

- Στις ΗΠΑ, τα ομοσπονδιακά αποθέματα αποθηκεύονται κυρίως σε υπόγειους δόμους άλατος, ενώ στις σκανδιναβικές χώρες προτιμώνται υπόγειες δεξαμενές, οι οποίες εξορύσσονται.
- Στην περίπτωση της Γερμανίας, της Γαλλίας και του Ηνωμένου Βασιλείου η ύπαρξη μεγάλου αριθμού δομών άλατος εξυπηρετεί την αποθήκευση υδρογονανθράκων μέσα σε αυτά.
- Στις χώρες της Άπω Ανατολής, όπως η Νότια Κορέα, η Σιγκαπούρη, η Ιαπωνία, Κίνα κ.λπ. τις εγκαταστάσεις αποθήκευσης αποτελούν υπόγειες ορυγμένες δεξαμενές.
- Από την άλλη μεριά στη Νότια Αφρική έχει υιοθετηθεί περισσότερο η τεχνική των σκυροδετημένων δεξαμενών αποθήκευσης αργού πετρελαίου.

Παλαιότερα η υιοθέτηση μιας τέτοιας τεχνολογίας αποθήκευσης είχε ως γνώμωνα το είδος του προϊόντος προς αποθήκευση και τη γεωλογική εικόνα κάθε χώρας σε συνδυασμό με την ύπαρξη διαθέσιμων υποδομών. Στο παρούσα αναζήτηση οι υπόγειες τεχνολογίες αποθήκευσης αποτελούν εγγενώς ασφαλή επιλογή.

Οι υπόγειες εγκαταστάσεις αποθήκευσης έχουν ξεχωριστά πλεονεκτήματα όπως:

1. Το αποθηκευμένο προϊόν βρίσκεται σε αρκετά μεγάλο βάθος και είναι πλήρως απομονωμένο και ασφαλές.
2. Πιθανές πυρκαγιές δεν επηρεάζουν το υπόγειο αποθηκευμένο προϊόν .
3. Δεν ενέχεται κινδύνους λόγω καταιγίδων, σεισμών και άλλων φυσικών καταστροφών.
4. Τυχόν εκρήξεις μπορούν να εξαλειφθούν εύκολα.
5. Η απαίτηση για υπέργειες εγκαταστάσεις είναι πολύ μικρή και οι υπόγειες αποθήκες δεν χρειάζονται συνεχή συντήρηση.
6. Οι υπόγειες εγκαταστάσεις αποθήκευσης έχουν ελάχιστες επιπτώσεις στο περιβάλλον.
7. Για μεγάλες ποσότητες αποθήκευσης το κόστος κεφαλαίου ανά τόνο αποθήκευσης είναι αναλογικά πολύ χαμηλό.

(Underground Storage Technologies)

Οι τοποθεσίες εγκατάστασης τους επιλέγονται με βάση την ευελιξία για παροχή πετρελαίου και μεταφορά φυσικού αερίου στην εκάστοτε χώρα. Τα δίκτυα συνήθως πραγματοποιούνται μέσω διακρατικών αγωγών, μέσω πλοίων / φορτηγίδων για παράκτιες αποστολές ή μέσω αποκλειστικών στόλων μεταφοράς αργού πετρελαίου. Επιπροσθέτως οι εν λόγω τεχνολογίες αποθήκευσης μπορούν εναλλακτικά να ωφελήσουν έναντι της αξιοποίησης των υπέργειων εγκαταστάσεων (π.χ. σε ανανεώσιμες πηγές ενέργειας όπως η ηλιακή ενέργεια και η αιολική ενέργεια), για επανεπεξεργασία των στείων απορριμμάτων της εξόρυξης ως αδρανή και της άλμης μέσω έκπλυσης ως πρώτη ύλη στη χημική βιομηχανία (*Underground Storage Technologies*).

1.2. Στόχος Εργασίας

Αφού έγινε αντιληπτή η σημασία της ύπαρξης των εν λόγω έργων σκοπός της εργασίας αποτέλεσε μια πρώτη προσπάθεια διερεύνησης σεναρίων κατασκευής σε διαφορετικές συνθήκες βραχόμαζας. Επιλέχθηκαν λοιπόν διαφορετικά εδαφικά χαρακτηριστικά και σε αυτά έλαβε χώρα προσπάθεια μοντελοποίησης διαφορετικών διατομών θαλάμων. Τελικός στόχος υπήρξε η μελέτη συμπεριφοράς της βραχόμαζας και η καταγραφή των τάσεων και μετατοπίσεων που θα επηρεάσουν ,στη περίπτωση κατασκευής έργων με τις εν λόγω προδιαγραφές.

2.ΥΠΟΓΕΙΑ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗ ΥΔΡΟΓΟΝΑΝΘΡΑΚΩΝ

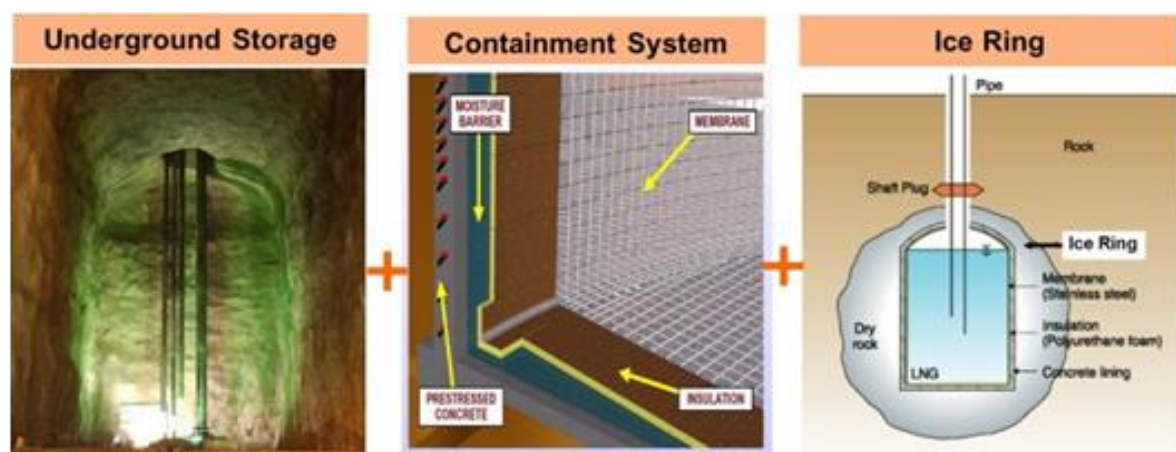
2.1. Τι είναι τα υπόγεια έργα αποθήκευσης υδρογονανθράκων:

Στη σημερινή εποχή η μεσοπρόθεσμη και μακροπρόθεσμη αποθήκευση μεγάλου όγκου υδρογονανθράκων ως πλεονάζουσας πηγής ενέργειας εξακολουθεί να είναι ζωτικής σημασίας για την κάλυψη της τεράστιας ζήτησης (είτε ως ρυθμιστικό στοιχείο για την εποχιακή ζήτηση είτε ως πλήρης) με χαμηλότερο κόστος. Κάτι τέτοιο καθίσταται λοιπόν δυνατό με τη χρήση της αποθήκευσης υδρογονανθράκων σε γεωλογικούς σχηματισμούς (πορώδη μέσα), όπως υπόγειους εξαντλημένους ταμειυτήρες πετρελαίου και φυσικού αερίου, υδροφορείς ή αποθήκευση σε θαλάμους (εκκαμμένους ή σε πετρώματα, τα οποία διαλύονται εύκολα, όπως αλατούχος άνθρακας, πυριγενή και μεταμορφωμένα πετρώματα). Η διαδικασία αποθήκευσης υδρογονανθράκων σε υπόγειους γεωλογικούς σχηματισμούς περιλαμβάνει την προεισαγωγή αερίου (όπως N₂ ή CH₄) και στη συνέχεια την έγχυση του προϊόντος(πετρέλαιο, φυσικό αέριο, υγραέριο) .Με αυτό τον τρόπο διασφαλίζεται η πίεση στο εσωτερικό του θαλάμου για να αποφευχθούν τυχόν διαρροές(Zivar et al., 2021).

2.1.1.Αποθήκευση Φυσικού αερίου –Ιδιαίτερη περίπτωση Ψύξης του εδάφους

Ιδιαίτερη περίπτωση υπόγειας αποθήκευσης αποτελεί αυτή της αποθήκευσης του φυσικού αερίου. Η πλέον γνωστή τεχνική όσον αφορά την αποθήκευση προϊόντων φυσικού αερίου είναι αυτή της ψύξης του προϊόντος. Για την ακρίβεια υπάρχουν δύο τρόποι για την οικονομική αποθήκευση μεγάλων ποσοτήτων φυσικού αερίου: είτε με τη συμπίεση του αερίου, είτε με την ψύξη του αερίου - στην έσχατη περίπτωση στους -160 έως -170 °C, όπου το αέριο μετατρέπεται σε υγροποιημένο φυσικό αέριο, LNG(Broch, 2016). Η νέα τεχνολογία έχει πολλά πλεονεκτήματα καλύτερης οικονομίας, ασφάλειας και προστασίας του περιβάλλοντος, για τα υπέργεια και τα υπόγεια συστήματα αποθήκευσης. Είναι δύσκολο να επιλυθούν τα προβλήματα σχετικά με την προσαρμογή της ζήτησης και της προσφοράς LNG λόγω των εποχιακών διακυμάνσεων της εγχώριας ζήτησης LNG, της ασυμφωνίας μεταξύ του προτύπου εισαγωγών και των ορίων των εγκαταστάσεων αποθήκευσης κ.λπ. Επίσης, μπορεί να υπάρξει αστάθεια στην προμήθεια LNG λόγω πιθανών ατυχημάτων σε περιοχές παραγωγής LNG(Glamheden & Lindblom, 2002). Ως εκ τούτου, είναι πολύ σημαντικό να εξασφαλιστούν μεγάλες εγκαταστάσεις αποθήκευσης LNG και να σταθεροποιηθεί η διαχείριση του εφοδιασμού με LNG σε μακροπρόθεσμη βάση. Καθίσταται λοιπόν σαφές ότι για να πραγματοποιηθεί η εν λόγω τεχνική θα πρέπει να έχουν γίνει οι απαραίτητες επί τόπου μελέτες ,όπως και στα υπόλοιπα έργα αποθήκευσης , προκειμένου να σκιαγραφηθούν οι συνθήκες εγκατάστασης του έργου.

Η ψύξη ενός βραχώδους υλικού κάνει την ορυκτή του ύλη να συρρικνώνεται και το φαινόμενο αυτό έχει ορισμένες διακριτές επιπτώσεις στη μηχανική κατάσταση του πετρώματος γύρω από ένα ψυχόμενο θάλαμο αποθήκευσης. Κάποιες απ' αυτές τις αλλαγές είναι διαφοροποιήσεις στις παραμέτρους του πετρώματος, χαλάρωση των θλιπτικών τάσεων του πετρώματος κοντά στη δεξαμενή, διάνοιξη υφιστάμενων ρηγματών κατά την πλήρη χαλάρωση των τάσεων και ανάπτυξη νέων ρωγμών(Glamheden & Lindblom, 2002).



Εικόνα 2. 1:Απεικόνιση θαλάμου αποθήκευσης LNG

Σε αντίθεση με το σχεδιασμό σηράγγων, ένα από τα βασικά ζητήματα κατά το σχεδιασμό υπόγειων θαλάμων για προϊόντα χαμηλής θερμοκρασίας είναι η κατανόηση της διαταραχής του δικτύου ρωγμών στο πέτρωμα της περιβάλλουσας βραχώμαζας που προκαλείται από την ψύξη. Η αύξηση του ανοίγματος και η επέκταση των ρωγματώσεων, που θα ακολουθήσουν, επηρεάζουν αναπόφευκτα τη σταθερότητα της βραχώμαζας. Το πρόβλημα είναι ένα συζευγμένο θερμομηχανικό πρόβλημα(Glamheden & Lindblom, 2002).

Ιδιαίτερα όταν αποθηκεύονται προϊόντα υγροποιημένου αερίου, όπως το υγραέριο και το υγροποιημένο φυσικό αέριο, η αύξηση του πορώδους των ρωγμών γύρω από το θάλαμο αυξάνει τον κίνδυνο θέρμανσης και διαφυγής αερίου μέσω του συστήματος ρωγμών. Τέτοια φαινόμενα σε εκτεταμένη κλίμακα μπορεί να καταστήσουν δύσκολη και δαπανηρή τη διατήρηση της κατάλληλης θερμοκρασίας .

Προκειμένου να κατανοηθεί το πως επηρεάζεται το άνοιγμα του ρήγματος, η βραχομάζα πρέπει να θεωρηθεί ως σύνολο διακριτών τεμαχίων. Το μέγεθος κάθε μεμονωμένου ανοίγματος θραύσης εξαρτάται από την παραμόρφωση των γειτονικών μπλοκ, η οποία με τη σειρά της επηρεάζεται από τουλάχιστον τρεις παράγοντες:

1. Θερμική παραμόρφωση λόγω ογκομετρικής μεταβολής του άρρηκτου βραχώδους υλικού
2. Παραμόρφωση λόγω μεταβολής της τάσης
3. Παραμόρφωση λόγω διαστολής του πάγου σε μικρο- και μακρο-ρωγμές (Glamheden & Lindblom, 2002)

Για παράδειγμα σε χαμηλές θερμοκρασίες, όπως το προπάνιο στους -40°C οι ρωγματώσεις καθίστανται ακίνδυνες, αλλά για το αιθυλένιο σε ατμοσφαιρική πίεση και -100°C οι υπάρχουσες ρωγμές μπορούν να διευρυνθούν σε τέτοιο βαθμό ώστε το προϊόν να χύνεται μέσα στις ρωγμές, ψύχοντας πρόσθετες μάζες πετρωμάτων και οδηγώντας σε περαιτέρω αύξηση των διαστάσεων των ρωγμών. Οι ρωγμές λειτουργούν ως επιφάνειες ψύξης και διευρύνονται σε όλο και μεγαλύτερη απόσταση από τις δεξαμενές, καθιστώντας την εγκατάσταση αποθήκευσης ασύμφορη (Morfeldt, 1983).

Επιπροσθέτως η ανάλυση και ο υπολογισμός των θερμικών φορτίων αποτελεί ουσιαστικό μέρος του σχεδιασμού του ψυκτικού συστήματος. Ένας ορισμός των θερμικών φορτίων ή των θερμικών απωλειών είναι ο ποσοστό θερμότητας που πρέπει να παρέχεται στην εγκατάσταση, ώστε να διατηρείται η καθορισμένη θερμοκρασία της. Η θερμική ενέργεια διαχέεται από ένα υλικό υψηλότερης θερμοκρασίας σε ένα άλλο που έχει χαμηλότερη θερμοκρασία, ενώ ο ρυθμός αυτής της μεταφοράς είναι ανάλογος του μεγέθους της θερμοκρασίας της διαφοράς θερμοκρασίας. Σε μια τυπική εγκατάσταση ψυχρής αποθήκευσης οι θερμικές απώλειες που πρέπει να ληφθούν υπόψη είναι οι απώλειες λόγω της ροής ενέργειας από το εξωτερικό περιβάλλον στο ψυκτικό χώρο μέσω των δομικών του στοιχείων (τοίχοι κ.λπ.), τα φορτία και η θερμική ανταλλαγή από τα ίδια τα αποθηκευμένα προϊόντα, τα συστήματα φωτισμού και εξαερισμού, καθώς και από τα θερμικά φορτία που προέρχονται από το προσωπικό. Καθώς τόσο η υπόγεια όσο και η υπέργεια εγκατάσταση έχουν σχεδιαστεί έτσι ώστε να έχουν την ίδια χαρακτηριστικά αποθήκευσης, μπορεί να υποτεθεί ότι η βασική διαφοροποίηση μεταξύ των θερμικών φορτίων που επιβάλλονται σε κάθε εγκατάσταση συνδέεται μόνο με τη διαφορετική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων των δύο αυτών τύπων εγκαταστάσεων (Grigoriou Brachos & Benardos, 2007).

Παρόλα αυτά μέχρι στιγμής, η αποθήκευση υγροποιημένου φυσικού αερίου σε θαλάμους που περιβάλλονται από βραχώδες πέτρωμα δεν ήταν επιτυχής. Πρέπει να διεξαχθεί πολύ απαιτητική έρευνα προτού γίνουν δυνατές εμπορικές εφαρμογές. Πρέπει να βελτιωθούν οι βασικές μας γνώσεις σχετικά με το πώς συμπεριφέρονται οι βραχώδεις μάζες όταν εκτίθενται σε αυτές τις ακραίες θερμοκρασίες. Η έρευνα αυτή μπορεί να γίνει μόνο εν μέρει στο εργαστήριο, και ακόμη και τότε με μεγάλες δυσκολίες. Αξιοπίστες παράμετροι σχεδιασμού μπορούν να προκύψουν μόνο μετά από δοκιμές σε λογική κλίμακα στο πεδίο. Επίσης, απαιτούνται καλύτερες γνώσεις

σχετικά με τη μεταφορά θερμότητας μέσα και γύρω από τις δεξαμενές LNG. Η αποθήκευση αερίου σε συμπιεσμένη κατάσταση έχει γίνει εδώ και αρκετό καιρό, αλλά μέχρι στιγμής μόνο για πιέσεις μέχρι περίπου 10 bar, ενώ το φυσικό αέριο για να αποθηκευτεί θα χρειαστούν πιέσεις της τάξης των 100-200 bar έτσι ώστε να καταστεί οικονομικά συμφέρουσα η αποθήκευση του. (Broch, 2016).

2.2. Έργα αποθήκευσης μετά το 2000

Στο παρακάτω πίνακα παρατίθενται κάποια από τα πιο γνωστά υπόγεια έργα αποθήκευσης ανά τον κόσμο. Σημαντικής σημασίας και ενδιαφέροντος αποτελεί το έργο που πραγματοποιήθηκε στη Σιγκαπούρη, και πιο συγκεκριμένα στη νήσο Jurong εξού και το όνομά του ως Jourong caverns.

Πίνακας 2. 1: «Μονάδες αποθήκευσης υδρογονανθράκων σε όλο τον κόσμο μετά το 2000»

Περιοχή/Χώρα δημιουργίας	Είδος μονάδας αποθήκευσης	Αριθμός μονάδων	Προϊόντα	Σύσταση Βραχώμαζας	Χωρητικότητα	Χρονολογία αποπεράτωσης έργου
Stublach, Chesire (N.England)	Salt caverns	28	Natural gas	Halite(salt)	400 million m ³	2018
Etzel, Willhelmhaven (Germany) EBV	Salt Caverns	75 total (24 c.o.,51 n.g.)	Crude oil Natural gas	Halite	11 million m ³ (cr.oil) 1200 million m ³ (n.g.)	(1971 -now)
1)Huinzhou, Guangdong 2)Zhanjang, Guadong 3)Jinzhou, Luaoning (China)	Mined caverns	3	SPR petroleum products	Hard rock caverns	20.8 million m ³	2017
Jurong R. Caverns (Jurong Island, S.Asia)	Mined Caverns	5	Liquid Hydrocarbons (crude oil, condensate, gas oil, naphtha)	Reclaimed Sand,Residual soil,Wethead rocks,Fresh rocks(mudstone, Sandstone, sillstone)	1,47million m ³	2014
Illinois (USA)	Mined caverns	2	Butane		0.224 million m ³	present
Neal,West Virginia (USA)	Mined cavern		Butane	Hard rock	0.16 million m ³	2012
Brazoria County (Texas)	Salt d caverns	5	NGLs	Halite	0.16 million m ³	Phase on in 2015

Louisiana (USA) US Department of Energy	Salt caverns	62	Crude oil	Halite	112 million tones m ³	ongoing
Jintan (China)	Mined cavern	Total Projekt	Crude oil Natural gas	Salt formation(ha lite), sandstone, mudstone, dolomite, cogeomorate	2.6 × 10 ⁹ m ³ 1.7 × 10 ⁹ m ³	2020
Visakhapatnam (India)	Mined Caverns	5	Crude oil (SPR),LPG	Gneiss, Granite	1.33 million metric tones	2013
Mangalore (India)	Mined Caverns	4	SPR	Gneiss, Granite	1.5 million metric tones	2013
Padur (India)	Mined Rock Caverns	8	SPR	Gneiss, Granite	2.5 million metric tones	2013
Chandikhol,Odi sha (India)	Mined Cavern	1	SPR	Gneiss, Granite	4,4 million tones	2018
Bikaner ,Rajasthan (India)	Salt Cavern	1	Crude oil ,SPR	Halite	5.6 million tones	2018
Rajkot , Gujarat	U/G Concrete Tanks				2,5 million tones	
Pomerania (Poland ,Gdansk)	Salt caverns	54	Petroleum, gas	Halite		2011
Ningbo(Zhejian g ,China)	Salt caverns	2	Propane Butane	Halite	260 000 m ³ 260 000 m ³	2002
Manosque(Fran ce)	Salt caverns	26 2	crude oil, diesel oil, gasoline and naphtha	Halite	9.2 million m ³	1969 2013
Holford,Chesire (UK)	Salt caverns	8	Natural gas	Halite	160 million m ³	2013
Inchon,(South Korea)	Mined Caverns	2	Propane ,Butane	Gneiss	343.000 m ³ 136.000 m ³	2000

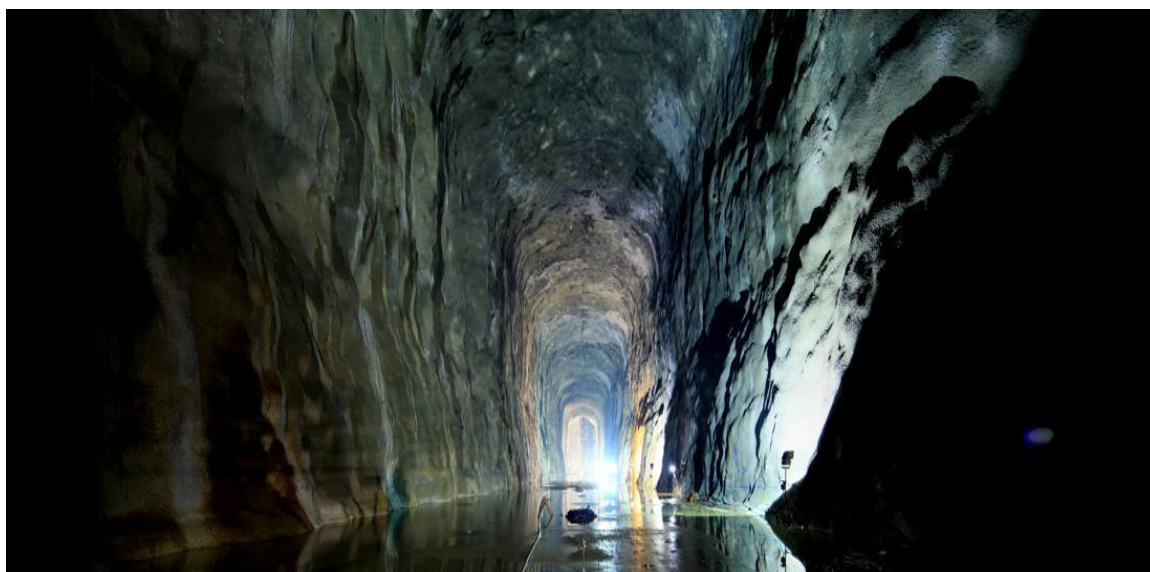
Qingdao (Shandong, China)	Mined Caverns	2	LPG/ Propane	Granite	300.000 m ³ 200.000 m ³	In Progress
Sydney (Australia)	Mined Cavern	1	Propane	Sandstone	135.000 m ³	2000
Carrico (Portugal)	Salt caverns	6	Natural gas	Halite	530.000 m ³	2005
Dialema (Argentina)	Depleted gas field		Natural gas		120 million m ³	2001
Tuz Golu (Turkey)	Salt Caverns	12	Natural gas	Halite	1 billion m ³	In Progress
Sines (Portugal)	Mined Cavern	1	Propane	Gabbro	83.000 m ³	2001
Mohammedia (Morocco)	Salt Caverns	2	Butane	Halite	119.000 m ³ 100.000 m ³	1988 2015
Yantai (China)	Mined Caverns	3	Propane Butane Mix LPG	Granite	500.000 m ³ 250.000 m ³ 250.000 m ³	2015
Shalapa (Mexico)	Salt Cavern	1	Propane	Halite	300.000 m ³	Undergoing
Perama (Greece)	Mined Cavern	5	1. Automobile gas oil (diesel) 2. Heating gas oil (diesel) 3. Unleaded petrol 4. Leaded replace petrol – LRP	Limestone	80,000 m ³ 40,000 m ³ 40,000 m ³ 40,000 m ³	2004

Η παραπάνω πληροφορία αντλήθηκαν από : (ETZEL; GEOSTOCK),(BakerInstitute; EQUINOR),

2.2.1. Jurong Caverns

Το συγκρότημα Jurong Cavern αποτελεί το πρώτο εμπορικό υπόγειο έργο για την αποθήκευση υγρών υδρογονανθράκων στη Νοτιοανατολική Ασία. Η κατασκευή τους ξεκίνησε το Φεβρουάριο του 2007 και εγκαινιάστηκαν στις 2 Σεπτεμβρίου του 2014. Τα Jurong Rock Caverns (JRC) βρίσκονται σε βάθος 150 m κάτω από το έδαφος και 130 m κάτω από τη λεκάνη Banyan στο νησί Jurong. Οι θάλαμοι έχουν ύψος 27m, πλάτος 20m και μήκος 340m (*Five things to know about the Jurong Rock Caverns; JURONG ROCK CAVERNS*, 21 April 2021).

Τα Jurong Rock Caverns(JRC) κατασκευάστηκαν με σκοπό οι πέντε θάλαμοι και οι σήραγγες 8 km, που κοστίζουν συνολικά 950 εκατομμύρια δολάρια, τα οποία είναι μόνο η πρώτη φάση του έργου, να αποθηκεύσουν 1,47 εκατομμύρια m³ υγρών υδρογονανθράκων όπως αργό πετρέλαιο και συμπυκνώματα. Η χωρητικότητα θα διπλασιαστεί (2,8 εκατομμύρια m³), μόλις ολοκληρωθεί η δεύτερη φάση του έργου. Μέσω των υπόγειων χώρων αποθήκευσης, όχι μόνο διασφαλίζεται η ασφάλεια των προϊόντων στην αποθήκευση, αλλά θα εξοικονομείται περίπου 60 εκτάρια γης, η οποία θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί για τη στέγαση δραστηριοτήτων υψηλότερης προστιθέμενης αξίας, όπως οι δραστηριότητες παραγωγής πετροχημικών . Η υποδομή υποστήριξε εταιρείες όπως οι Chevron Phillips, η Exxon Mobil και η Shell. Ως εμπορική υπόγεια εγκατάσταση αποθήκευσης, τα JRC συμπλήρωσε και ενίσχυσε το υπάρχον δίκτυο ολοκληρωμένων υποδομών που αναπτύχθηκε από την JTC στο νησί και ενίσχυσε περαιτέρω τη θέση της Σιγκαπούρης ως κορυφαίου παγκόσμιου κόμβου ενέργειας και χημικών (*Five things to know about the Jurong Rock Caverns; JURONG ROCK CAVERNS*, 21 April 2021).



Εικόνα 2. 2:Εσωτερική όψη του έργου στη Σιγκαπούρη.

Προτού πραγματοποιηθεί η εκσκαφή διεξάχθηκαν αρκετές μελέτες της λιθολογίας της περιοχής ενδιαφέροντος. Σύμφωνα με μελέτες των (Winn et al., 2018) εντοπίστηκε καλά στρωμένος θαλάσσιος λασπώδης ψαμμίτης, πυροκλαστικά πετρώματα και λασπόλιθος. Απαντήθηκαν δε κόκκινα στρογγυλολιθικά συσσωματώματα και διαπιστώθηκε ότι όλα τα στρώματα είναι ταφενικά, και υπάρχουν ευρήματα σπηλιτικής λάβας. Παρόλα αυτά έλαβαν χώρα και ορισμένες επιπρόσθετες ενέργειες για την ομαλή διεξαγωγή του έργου. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκε χονδροειδής άμμος πάχους περίπου 15 έως 20m με υδραυλική πλήρωση για την δημιουργία μεγαλύτερης έκτασης εδάφους έναντι της θάλασσας

γύρω από το νότιο τμήμα της νήσου Jurong για τη κατασκευή των φρεατίων πρόσβασης. Κάτω από την άμμο υπάρχουν υπολειμματικά εδάφη του σχηματισμού Jurong πάχους περίπου 30 m που αποτελούνται από σκληρό ιλυώδη ιλύ/αργιλώδη ιλύ και πυκνή έως πολύ πυκνή ιλυώδη άμμο, τα οποία προήλθαν από τη χημική και φυσική αποσάθρωση του μητρικού πετρώματος. Κάτω από τα υπολειμματικά εδάφη υπάρχει πάχος περίπου 10 m από ασθενή πετρώματα τα οποία ακολουθούνται από ισχυρά ιζηματογενή πετρώματα, όπως λασπόλιθους, ψαμμίτες και πυροκλαστικά πετρώματα. Σημειώνεται ότι ασβεστόλιθος εντοπίστηκε τοπικά σε άλλο τμήμα του φρεατίου πρόσβασης. Η εκσκαφή διεξάχθηκε σε 3 στάδια, δηλαδή στην εξόρυξη της στέψης, στην βαθμίδα 1 και στην βαθμίδα 2 με ύψος 9 m σε κάθε στάδιο (Winn, 2020).

2.2.2.IndianRockCaverns

Με την αύξηση της κατανάλωσης πετρελαίου και φυσικού αερίου στην Ινδία, η ανάγκη για νέους σταθμούς με σημαντική χωρητικότητα αποθήκευσης αποτέλεσε κρίσιμη πτυχή λόγω περιβαλλοντικών περιορισμών και πολύ συχνά περιορισμού της γης στις περιοχές ενδιαφέροντος. Μετά την ανάπτυξη τεχνικών για την επίτευξη υδροδυναμικής συγκράτησης σε εξορυγμένους θαλάμους, πολλά τέτοιοι έχουν κατασκευαστεί σε άρρηκτο βράχο σε πολλές χώρες. Η κυβέρνηση της Ινδίας (GoI), λαμβάνοντας υπόψη τις ανησυχίες για την ασφάλεια του πετρελαίου στην Ινδία, αποφάσισε να δημιουργήσει στρατηγικές αποθήκες αργού πετρελαίου 5,33 MMT με συνολικό κόστος 11.267 Crores (σε τιμές Σεπτεμβρίου 2005) σε τρεις τοποθεσίες, συγκεκριμένα:

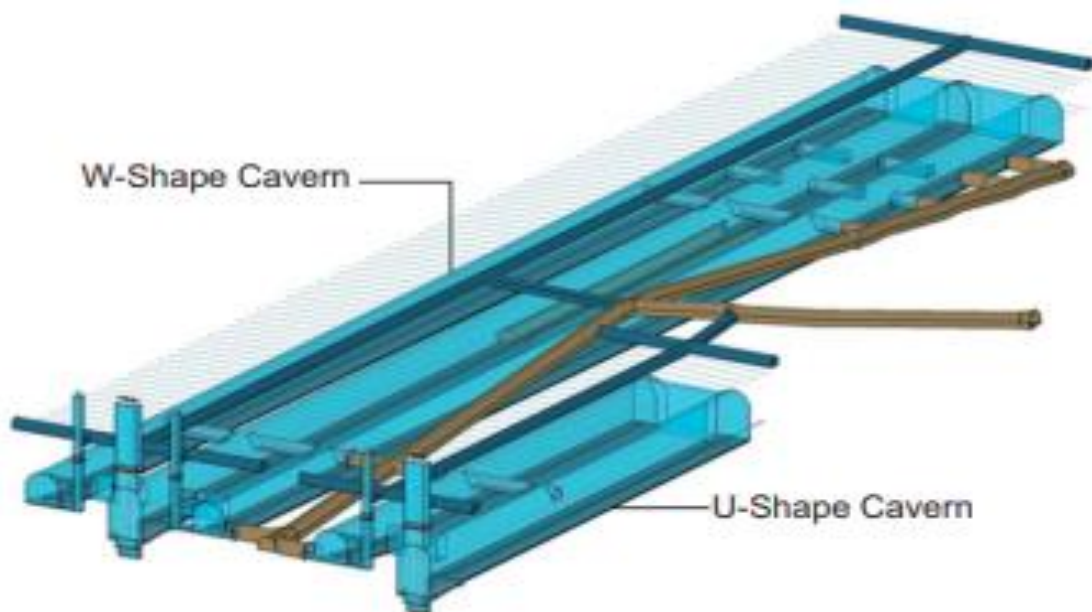
- 1,33 MMT σε υπόγειες δεξαμενές στο Vishakhapatnam στην Andhra Pradesh, Ινδία
- 1,50 MMT σε υπόγειες δεξαμενές στο Mangalore στην Καρνάτακα της Ινδίας
- 2,50 MMT σε υπόγειες δεξαμενές στο Padur στην Karnataka, Ινδία

Αυτά τα αποθέματα θα μπορούσαν να εξασφαλίσουν την προμήθεια προϊόντων πετρελαίου σε ολόκληρη τη χώρα για περίπου 15 ημέρες.

- **2.2.2.1.Vishakhapatnam,Vizag Cavern Project**

Το **Vizag Cavern Project** ήταν το πρώτο έργο υπόγειου χώρου αποθήκευσης που ξεκίνησε με κατασκευή το 2008. Η υπόγεια εγκατάσταση αποθήκευσης περιλαμβάνει δύο ξεχωριστές μονάδες αποθήκευσης στην αναλογία 70/30. Οι θάλαμοι έχουν αψιδωτό σχήμα με δύο φρέατα εισαγωγής προϊόντος στο τέλος των εξωτερικών ποδιών, έναν φρέαρ εγκατάστασης αντλίας στο τέλος του μεσαίου ποδιού, και με έναν φρέαρ εισαγωγής προϊόντος στο τέλος ενός ποδιού και έναν άξονα εγκατάστασης αντλίας στο τέλος του άλλου σκέλους αντίστοιχα. Η εγκατάσταση αποθήκευσης αποτελείται από τις μονάδες

αποθήκευσης A και B για αποθήκευση 1,00 και 0,33 ΜΜΤ αργού πετρελαίου υψηλής περιεκτικότητας σε θείο αντίστοιχα. Η μονάδα αποθήκευσης A αποτελείται από τρεις δεξαμενές (840m x 20m x 30m), δύο κάθετα φρέατα για εισαγωγή προϊόντος στο τέλος των εξωτερικών ποδιών και έναν κύριο άξονα για αντλία και όργανα στο τέλος του μεσαίου σκέλους, ενώ η μονάδα αποθήκευσης B αποτελείται από δύο θαλάμους αποτελείται από δύο θαλάμους (320m x 20m x 30m) ένα κάθετο φρέαρ για εισαγωγή προϊόντος στο τέλος ενός ποδιού και ένα κύριο φρέαρ για αντλία και ενοργάνωση στο τέλος του άλλου σκέλους. Οι θάλαμοι των μονάδων αποθήκευσης είναι κεκλιμένοι από την εισαγωγή στο φρεάτιο της αντλίας για να ελαχιστοποιηθεί η διεπαφή μεταξύ προϊόντος και νερού και για να καταστεί δυνατή η κυκλοφορία του αργού πετρελαίου. Προβλέπονται εγκάρσιες σήραγγες μεταξύ μονάδων αποθήκευσης για κατασκευαστικούς σκοπούς. Διασταυρούμενες σήραγγες παρέχονται μεταξύ μονάδων αποθήκευσης για κατασκευαστικούς σκοπούς. Η εν λόγω διάταξη απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα.



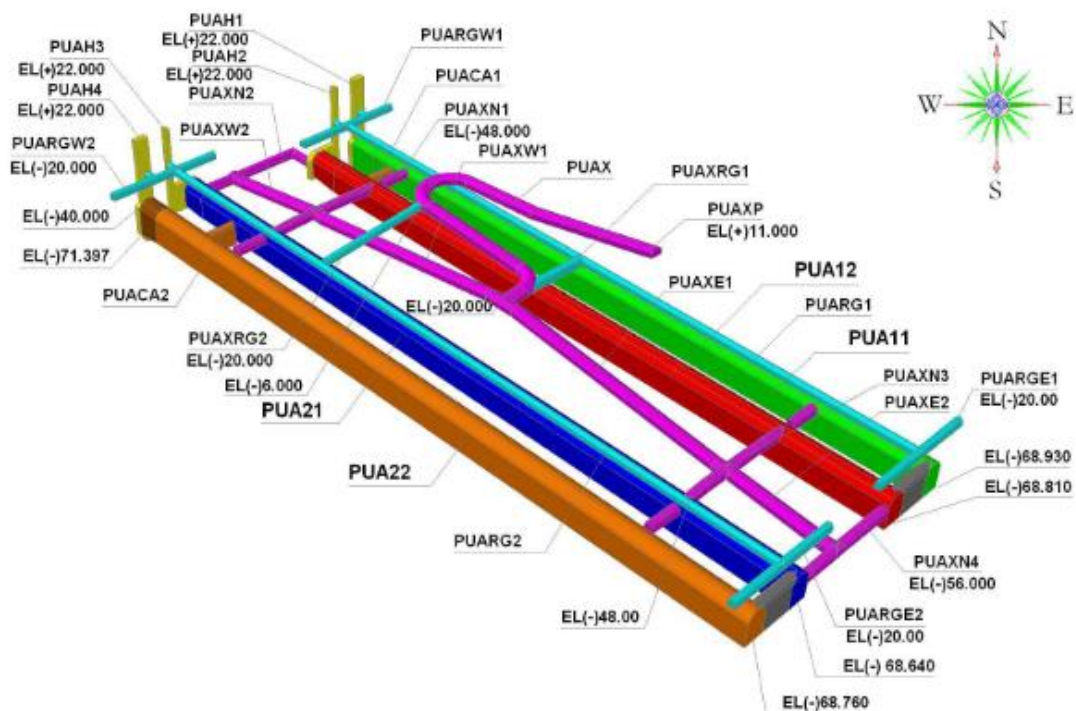
Εικόνα 2. 3: Διάταξη έργου στο Vizag Project (Pillai & Malkani, 2014).

- **2.2.2.2. Padur**

Οι κατασκευαστικές εργασίες για την υπόγεια αποθήκευση στο Padur (Μέρος Α) ξεκίνησαν τον Ιούλιο του 2010 και τέθηκαν σε πλήρη εξέλιξη στις αρχές του 2011. Είναι το τελευταίο έργο στο πλαίσιο των έργων SSCO, αλλά προχωρά καλά λόγω της

εμπειρίας που συγκεντρώθηκε και των συνεχών βελτιώσεων στη συνολική εγκατάσταση.

Η εξόρυξη των υπόγειων μονάδων για αποθήκευση 2,5 MMT υψηλής και χαμηλής περιεκτικότητας σε θειούχο αργό πετρέλαιο στο Padur στο Karnataka πραγματοποιήθηκε σε δύο κύρια μέρη, το Μέρος-Α / Μέρος-Β και το Μέρος-Γ. Τα μέρη Α και Β περιλαμβάνουν τα αστικά έργα για υπόγειες μονάδες, και την εξόρυξη των υπόγειων μονάδων. Το μέρος-Γ περιλαμβάνει εγκαταστάσεις επίγειου εδάφους. Η υπόγεια αποθήκη αποτελείται από την αποθήκη, που περιλαμβάνει 3 θαλάμους αποθήκευσης σε αψιδωτό σχήμα, δηλαδή μονάδες 1, 2 & 3 (700 x 20 x 30 m το καθένα), για αποθήκευση αργού πετρελαίου περίπου 1,875 MMT και την αποθήκη Β, που περιλαμβάνει 1 σπήλαιο αποθήκευσης σε αψιδωτό σχήμα, δηλαδή η 4^η μονάδα (656 x 20 x 30 m το καθένα), για αποθήκευση περίπου 0,625 MMT αργού πετρελαίου χαμηλής περιεκτικότητας σε θείο, δηλαδή με αναλογία περίπου 3: 1. Κάθε θάλαμος αψιδωτού σχήματος, έχει σχεδιαστεί έτσι ώστε να έχει έναν άξονα με εγκαταστάσεις αντλίας και λάκκο αντλίας, που βρίσκεται στο τέλος του ενός ποδιού, θα πρέπει επίσης να παρέχεται ξεχωριστό φρέαρ εισαγωγής στο άκρο του άλλου ποδιού. Η οροφή του θαλάμου είναι οριζόντια σε όλο το μήκος και του και αντιστρόφως είναι κεκλιμένο από την είσοδο στην κοιλότητα της αντλίας για να εξασφαλιστεί η ελεύθερη ροή. Μια σχηματική απεικόνιση φαίνεται στη παρακάτω εικόνα(Höfer-Öllinger et al., 2014).



Εικόνα 2. 4:Διάταξη έργου στο Padur.

3 ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΥΛΟΠΟΙΗΣΗΣ ΕΡΓΟΥ-ΜΕΛΕΤΕΣ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

3.1.Προϋποθέσεις

Για το σχεδιασμό της διάταξης ενός έργου υπόγειας αποθήκευσης αργού πετρελαίου ιδιαίτερη βάση δίδεται στην διατομή και το ύψος των θαλάμων σε συνδυασμό με τις γεωλογικές συνθήκες και τη γεωμορφολογία της τοποθεσίας, όπου θα κατασκευαστούν. Η συνολική διάταξη και η διατομή του θαλάμου επιλέγονται συναρτήσει της τάσης φόρτισης της βραχώμαζας. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται μια ευνοϊκή κατάσταση επί τόπου φόρτισης (Pillai & Malkani, 2014).

Πιο συγκεκριμένα οι δεξαμενές αποθήκευσης αργού πετρελαίου και φυσικού αερίου κατασκευάζονται σύμφωνα με:

- Την ανάγκη για αποθήκευση.
- Τα γεωλογικά χαρακτηριστικά της τοποθεσίας επιλογής.
- Τη ποιότητα της υπόγειας βραχώμαζας.
- Το υδρογεωλογικό καθεστώς της περιοχής.
- Την ύπαρξη ή μη εγκαταστάσεων φόρτωσης και εκφόρτωσης προϊόντων αποθήκευσης
- Συνθήκες ασφάλειας και περιβαλλοντικές προϋποθέσεις (Underground Storage Technologies)

Μια γενική αρχή για την επιλογή κατάλληλου τύπου υπόγειων θαλάμων αποτελεί η παρακάτω:

Όταν κοντά στην επιφάνεια υπάρχει βραχώδης σχηματισμός τότε προτιμάται η εκσκαφή θαλάμων. Από την άλλη μεριά, όταν κοντά στην επιφάνεια υπάρχει κατά κύριο λόγο εδαφικό υλικό επιλέγονται θάλαμοι με εσωτερική επένδυση. Είναι επίσης δυνατό να εντοπιστούν θάλαμοι κάτω από υδάτινα σώματα, όπως συμβαίνει με την αποθήκευση καυσίμων στο νησί Jurong στη Σιγκαπούρη.

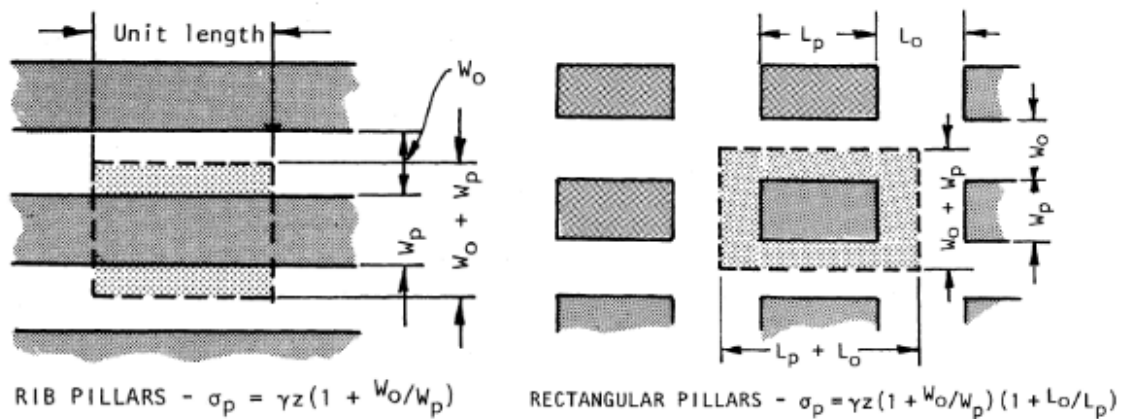
Άλλη μια βασική παραδοχή είναι ότι σχεδιάζονται και με τέτοιο τρόπο προκειμένου να εξασφαλίζεται και η πυκνότητα του αερίου. Οι δεξαμενές αποθήκευσης αργού πετρελαίου σχεδιάζονται για μια πίεση αέρος της τάξης 1,3 έως 1,5 bar. Μια πίεση πάνω από την ατμοσφαιρική διατηρείται πάντα στη δεξαμενή, για να εξαλειφθεί τυχόν διαρροή αέρα στο θάλαμο. Οι θάλαμοι σχεδιάζονται έτσι ώστε να αντέχουν στην πίεση κενού και επίσης για τυχόν ληφθέν φορτίο από εσωτερική παροδική έκρηξη γύρω στο 1 MPa (Underground Storage Technologies).

3.2.Φορτίσεις

Είναι σαφές ότι στο έργο ασκούνται διαφορετικές φορτίσεις, οι οποίες διακρίνονται και καταγράφονται είτε εμπειρικά είτε αριθμητικά-υπολογιστικά. Παρόλα αυτά ορισμένες εμπειρικές μέθοδοι δεν προβλέπουν με ακρίβεια τις συνθήκες ορισμένων έργων. Σε τέτοιες περιπτώσεις, ακολουθείται γι' αυτό το λόγο κάποια εναλλακτική μέθοδος ή συνδυασμός διαφορετικών μεθόδων.

Σύμφωνα με την αξιολόγηση πολλαπλών έργων παρατίθενται παρακάτω οι συνηθέστερες πηγές φόρτισης που εμφανίζονται σε τέτοιου είδους έργα.

- **Πιέσεις υπόγειων υδάτων.** Οι επιδράσεις των πιέσεων των υπόγειων υδάτων, συμπεριλαμβανομένης της πίεσης στις σχισμές και στις αρθρώσεις των πετρωμάτων και τις πιέσεις του νερού των πόρων στα εδάφη, θα πρέπει να λαμβάνονται δεόντως υπόψη στο σχεδιασμό.
- **Αύξηση εντάσεων λόγω γειτονικών έργων.** Τα εν λόγω φορτία μπορεί να οφείλονται σε θεμέλια γειτονικών κατασκευών. Επιπροσθέτως εάν ένα σύστημα θαλάμων βρίσκεται σε μικρό βάθος, θα πρέπει επίσης να ληφθούν υπόψη και τυχόν φορτίσεις στην επιφάνεια του εδάφους.
- **Φορτία εδάφους.** Ως φορτία εδάφους νοούνται τα φορτία των υπερκείμενων εδαφών ή οι ζώνες αδυναμίας, καθώς και τη φόρτιση εξαιτίας της ίδιας της βραχομάζας. Γι' αυτό το λόγο συχνό είναι το φαινόμενο στηρίξεων των υπερκείμενων για κατασκευές θαλάμων με ρηχό βραχώδες κάλυμμα. Τα υπερκείμενα θα πρέπει να προσδιορίζονται με συνεκτίμηση της αντίστασης κατά μήκος των πιθανών επιφανειών αστοχίας, εάν σχετίζονται μεταξύ τους. Ανάλογα με το πλάτος και την έκταση μιας ζώνης αδυναμίας, ορισμένες εμπειρικές μέθοδοι (π.χ. το σύστημα Q) μπορούν να καλύψουν το σχεδιασμό μέτρων στήριξης στη ζώνη αδυναμίας. Η φόρτιση θα είναι σχετική με μια πιθανή βραχώδη σφήνα ή ένα βραχώδες τεμάχιο, όταν πρόκειται για δομικά ελεγχόμενη αστοχία. Από την άλλη πλευρά, κατά τη διενέργεια εκσκαφής σε βραχώμαζα με υψηλές επιτόπου τάσεις, το φορτίο συμπίεσης από τη βραχώμαζα είναι ιδιαίτερα σημαντικό.
- **Τάσεις που προκαλούνται από γειτονικά ανοίγματα.** Η μεταβολή των πεδίων τάσεων λόγω άλλων ανοιγμάτων που γειτνιάζουν με ένα υπό εξέταση έργο θαλάμων πρέπει να λαμβάνονται δεόντως υπόψη σε έναν σχεδιασμό. Για παράδειγμα, πρόσθετες τάσεις θα προκληθούν σε περιοχές διασταύρωσης θαλάμων ή σε στύλους πλευρών. Για στύλους που κατασκευάζονται σε κανονικό μοτίβο, η μέση τάση στους στύλους μπορεί να εκτιμηθεί με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων. (Geotechnical Engineering Office, March 1992)



Εικόνα 3. 1: Απεικόνιση της μεθόδου θαλάμων και στύλων (Geotechnical Engineering Office, March 1992).

- **Σεισμικά φορτία.** Οι υπόγειες κατασκευές αποδίδουν καλύτερα κατά τη διάρκεια σεισμικών γεγονότων από ό,τι οι υπέργειες κατασκευές. Για τις δεξαμενές που στεγάζουν εγκαταστάσεις αποθήκευσης υγραερίου, σταθμούς παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας κ.λπ., συνιστάται να λαμβάνονται υπόψη οι εδαφικές παραμορφώσεις στο γεωτεχνικό σχεδιασμό και να ελέγχεται η ευστάθεια μιας κατασκευής για την αντιμετώπιση των μετατοπίσεων που προκύπτουν. Όταν οι θάλαμοι και σημαντικά στοιχεία υποστήριξης της εκσκαφής κατασκευάζονται παράλληλα σε όρια γεωλογικών σχηματισμών ή σε ρήγματα ή στη διεπιφάνεια μεταξύ εδαφικού υλικού και βράχου, ενδέχεται να προκύψουν σημαντικές μεταβολές στην επιβαλλόμενη διατμητική τάση με αποτέλεσμα σοβαρότερες τοπικές παραμορφώσεις σε μια δομή θαλάμου. Το μέγεθος επίδρασης ενός σεισμού θα πρέπει να καθορίζεται με βάση μια ειδική εκτίμηση σεισμικής επικινδυνότητας για την περιοχή, λαμβάνοντας υπόψη το επίπεδο του εδάφους που είναι κατασκευασμένος ο θάλαμος (Geotechnical Engineering Office, March 1992).
- **Δυναμικά φορτία κατά τη λειτουργία των εγκαταστάσεων.** Αυτός ο τύπος φόρτισης αφορά μόνο τις καταστάσεις μόνιμης στήριξης του έργου και όχι αυτές τις προσωρινής ευστάθειας.
- **Άλλα φορτία.** Άλλα φορτία, συμπεριλαμβανομένων των φορτίων θλίψης και των θερμικών φορτίων, την επίδραση των ασυνεχειών, κ.λπ. θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά περίπτωση. Οι πιέσεις του ενέματος στο σχεδιασμό της επένδυσης των θαλάμων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όταν μετά την εκσκαφή πραγματοποιείται επί τόπου δοκιμή για σκοπούς ελέγχου της εισροής υπόγειων υδάτων μετά από την κατασκευή της μόνιμης επένδυσης (Geotechnical Engineering Office, March 1992).

3.3.Απαραίτητες έρευνες

Προκειμένου να αποφευχθούν τυχόν δυσάρεστες εκπλήξεις κατά τη δημιουργία του έργου απαιτούνται εκτεταμένες και προγραμματισμένες έρευνες προτού αλλά και κατά τη διάρκεια της υλοποίησης του σε γεωλογικό, γεωμορφολογικό, γεωφυσικό, τεχνικογεωλογικό και υδρογεωλογικό επίπεδο.

3.3.1.Γεωμηχανική Διερεύνηση πριν την εκσκαφή

Οι γεωμηχανικές ιδιότητες της βραχώμαζας μετρούνται τόσο στο εργαστήριο όσο και στο εργοτάξιο. Οι έρευνες περιλαμβάνουν τη μελέτη της γραμμής της περιοχής με τη χρήση δορυφορικών εικόνων, ακολουθούμενη από επιφανειακή γεωλογική χαρτογράφηση της περιοχής μέσω διασταυρώσεων και χαρτογράφησης των γεωλογικών χαρακτηριστικών και των χαρακτηριστικών(Kannan et al.). Τα μεγέθη των ασυνεχειών, όπως οι ιζηματογενείς στρώσεις, οι αρμοί και τα επίπεδα των ρωγμών, μετρούνται και καταγράφονται κατά τη διάρκεια της γεωλογικής χαρτογράφησης μετά την εκσκαφή (Winn, 2020). Με βάση τη χαρτογράφηση των γεωλογικών ασυνεχειών και τα δεδομένα που προέκυψαν από αυτήν, πραγματοποιείται δομική ανάλυση των αναφερόμενων ασυνεχειών, το ύψος της βύθισης και η κατεύθυνση αυτών των ασυνεχειών αναλύονται με τη χρήση του προγράμματος "Dips" (Winn, 2020) και άλλων προγραμμάτων στερεογραφικών προβολών. Ακολουθούν γεωφυσικές έρευνες που περιλαμβάνουν σεισμική έρευνα σε διάφορες κατευθύνσεις, όπου οι γραμμές έρευνας και το σύστημα σχεδιάζονται με τρόπο τέτοιο που να μπορεί να επιτευχθεί η μέγιστη δυνατή διείδυση στο υπέδαφος για την αξιολόγηση της κάλυψης των υπερκειμένων και του βάθους της τοπολογίας των πετρωμάτων(Kannan et al.).

Όσο αναφορά την μελέτη των ιδιοτήτων αντοχής πετρωμάτων αυτές γίνονται με δοκιμές σημειακής φόρτισης, δοκιμές μονοαξονικής θλίψης, δοκιμές τριαξονικής θλίψης και δοκιμές Brazilian. Επίσης πραγματοποιούνται δοκιμές σημειακού φορτίου, οι οποίες είναι χαμηλού κόστους και αποτελούν βολικές μεθόδους δοκιμής για τη μέτρηση της αντοχής των πετρωμάτων, καθώς και δοκιμές αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη, που διεξάγονται στους πυρήνες πετρώματος από τις γεωτρήσεις(Winn, 2020).

3.3.2.Γεωτεχνικές Συμπεριφορές και Μελέτες

Οι γεωτεχνικές αστοχίες που παρουσιάζονται κατά τη διάρκεια υπόγειων κατασκευών οφείλονται γενικά σε διάφορους παράγοντες, όπως ελλείψεις στις έρευνες και απροσδόκητες εδαφικές συνθήκες που δεν λήφθηκαν υπόψη κατά το στάδιο του σχεδιασμού, αλλά και ανεπαρκής έλεγχος. Παρόλα αυτά σίγουρα δεν είναι δυνατόν να προβλεφθούν εκ των προτέρων όλες οι πιθανές εδαφικές συνθήκες. Γι' αυτό το λόγο είναι σημαντικό να υιοθετούνται πρακτικές μείωσης των κινδύνων κατά τα στάδια του σχεδιασμού. Παραδοσιακά μοντέλα κατασκευής βασίζονται συνήθως σε έναν ενιαίο, πλήρως ανεπτυγμένο βαρύ σχεδιασμό χωρίς καμία πρόθεση

να διαφοροποιηθεί κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Ωστόσο είναι πλέον αναγκαίο τα έργα υπόγειας εκσκαφής να αναπτύσσουν μια δυναμική και τροποποίηση του σχεδιασμού κατά την πρόοδο της κατασκευής ανάλογα με τις ανάγκες, που προκύπτουν(Kannan et al.).

Αυτή η σχετικά ασφαλέστερη προοδευτική τροποποίηση της προσέγγισης του σχεδιασμού είναι γνωστή ως μέθοδος παρατήρησης (Peck 1969). Η μέθοδος παρατήρησης σε έργα μηχανικού υπόγειων εκσκαφών είναι μια συνεχή διαδικασία σχεδιασμού, ελέγχου κατασκευής, παρακολούθησης, γεωλογικής αξιολόγησης και αναθεώρησης που επιτρέπει την τροποποίηση του προηγουμένως καθορισμένου σχεδιασμού κατά περίπτωση κατά τη διάρκεια της κατασκευής (Patel et al., 2007). Στην ε λόγω μέθοδο η τροποποίηση του προκαθορισμένου σχεδιασμού μειώνει τον κίνδυνο αστοχιών στην κατασκευή, επομένως απαιτούνται μεγαλύτεροι επιτόπιοι έλεγχοι που υποστηρίζονται από αυστηρό σύστημα παρακολούθησης και γεωλογικές εκτιμήσεις. Τα κατασκευαστικά έργα πρέπει επίσης να είναι ευέλικτα και να μπορούν να προσαρμόζονται εύκολα σε τυχόν αλλαγές στο σχεδιασμό και στο συνακόλουθο πρόγραμμα κατασκευής. Σε περίπτωση προγράμματος εκσκαφών πολλαπλών σταδίων- όσο αργότερα ανακαλύπτεται το πρόβλημα του εργοταξίου, είναι λογικό να αυξάνεται και ο κίνδυνος για το ,επομένως η διόρθωση στο ενδιάμεσο καθίσταται υψίστης σημασίας. Ακολουθείται λοιπόν αυτή η πρακτική, η προσέγγιση δηλαδή της γεωλογικής εκτίμησης κατά τη διάρκεια ενός υπόγειου έργου αποθήκευσης χωρίς επένδυση, με στόχο τη μείωση της έκθεσης σε υπόγειους κινδύνους και τη διασφάλιση της ετοιμότητας για την αντιμετώπιση δυσμενών σεναρίων(Kannan et al.).

3.3.3.Υδρογεωλογικές Μελέτες

Οι επί τόπου υδρογεωλογικές δοκιμές που πραγματοποιούνται σε τρεις φάσεις της έρευνας του χώρου για τη μελέτη σκοπιμότητας περιλάμβαναν διαφορετικούς τύπους δοκιμών, δοκιμές μικρών διαστημάτων σε κατακόρυφες ή κεκλιμένες γεωτρήσεις, δοκιμή μεγάλων διαστημάτων σε κατακόρυφες, οριζόντιες και κεκλιμένες γεωτρήσεις και δοκιμές παρεμβολής πολλαπλών γεωτρήσεων(Winn, 2020).

Ο σκοπός αυτών των δοκιμών είναι διαφορετικός και επιτρέπει την απόκτηση διακριτών πληροφοριών για τη βραχομάζα. Ο τύπος της δοκιμής που εκτελείται (π.χ. έγχυση/καταβύθιση, παλμός ή Lugeon) εξαρτάται από τον σχηματισμό και προσαρμόζεται στον συντελεστή διαπερατότητας του εξεταζόμενου διαστήματος. Επιπλέον, πραγματοποιούνται επίσης εργαστηριακές δοκιμές για τον συντελεστή διαπερατότητας της μήτρας, το πορώδες της μήτρας και την οριακή μετατόπιση της πίεσης (Winn, 2020).

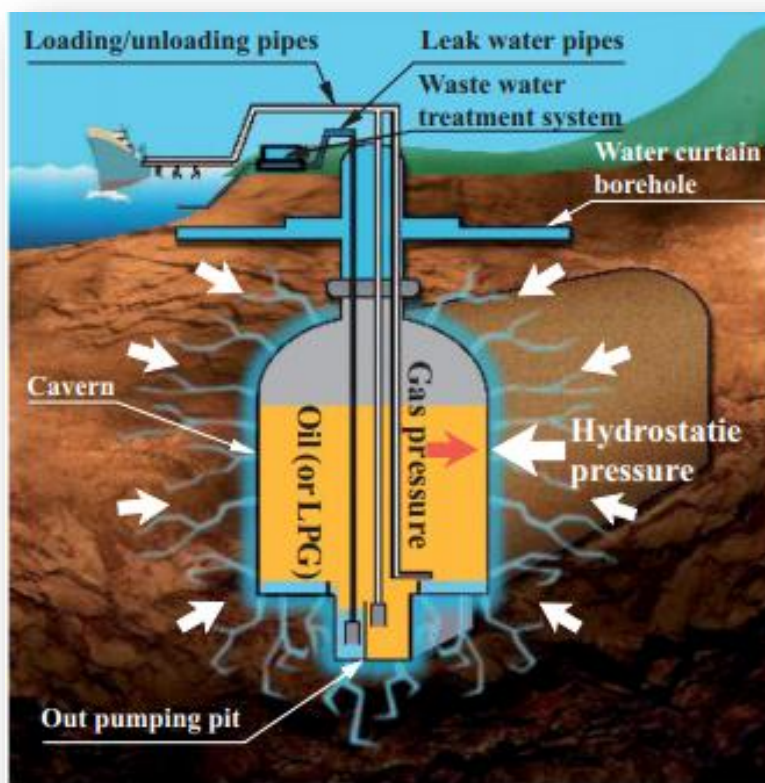
3.3.3.1.Επιτόπια υδρογεωλογική δοκιμή

Δοκιμές μικρής διάρκειας με πακτωτήρες πραγματοποιούνται σε όλες τις κατακόρυφες και κεκλιμένες γεωτρήσεις από τον πυθμένα της γεώτρησης έως την αποσαθρωμένη ζώνη. Η στάθμη του υπόγειου νερού κατά τη στιγμή της διεξαγωγής της δοκιμής διαπερατότητας επί τόπου μπορεί να φτάνει σε διαφορετικά βάθη. Συνήθως καλύπτετε μια ακτίνα έρευνας που δεν εκτείνεται πολύ πέρα από τη γεώτρηση. Οι δοκιμές αυτές αποσκοπούν στην υπεράσπιση του προφίλ της διαπερατότητας σε σχέση με το βάθος και τα αποτελέσματα μπορούν να συσχετιστούν με τις γεωλογικές πληροφορίες της γεώτρησης (Winn, 2020).

4.ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

4.1. Αρχή της αποθήκευσης

Η αποθήκευση αργού πετρελαίου υπογείως είναι η πιο οικονομική λύση για αποθήκευση μεγάλων όγκων. Όπως είναι γνωστό από τους φυσικούς νόμους το λάδι είναι ελαφρύτερο από το νερό και δεν μπορούν να αναμειχθούν. Η βασική αρχή της αποθήκευσης σε συνεκτική βραχώμαζα είναι ο υδραυλικός περιορισμός. Έτσι δημιουργούνται θάλαμοι βάθους τέτοιου, ώστε να υπάρχει επαρκής υδροστατική πίεση από τα υπόγεια νερά σε αντιδιαστολή της πίεσης ατμών ή της πίεσης υγρού του αργού πετρελαίου στους τοίχους του θαλάμου. Αυτοί οι θάλαμοι δημιουργούνται όπου το μόνιμο ύψος στάθμης των υπόγειων υδάτων είναι υψηλή. Προκειμένου να εξασφαλιστεί περαιτέρω ροή νερού από τη μάζα του βράχου προς τους θαλάμους, παρέχεται σύστημα κουρτίνας νερού(watercurtainsystem), που αποτελείται από στοές που βρίσκονται περίπου 20m πάνω από τη στέψη των δεξαμενών. Η τεχνολογία αυτή χρησιμοποιείται λοιπόν ,αφού η ύπαρξη μίας κορεσμένης βραχομάζας και ρεόντων υπόγειων υδάτων στους θαλάμους, αποτρέπουν την απορρόφηση αργού πετρελαίου από τους γεωλογικούς σχηματισμούς των δεξαμενών(Pillai & Malkani, 2014).



Εικόνα 4. 1: Μια τυπική απεικόνιση ενός θαλάμου αποθήκευσης και η σημασία της ύπαρξης υδραυλικής πίεσης γύρω από αυτόν(Pillai & Malkani, 2014).

4.2.Εγκαταστάσεις έργων

Η εκσκαφή των υπόγειων δεξαμενών αποθήκευσης πραγματοποιείται μέσω μιας σήραγγας πρόσβασης. Η σήραγγα πρόσβασης σχεδιάζεται προκειμένου να διεκπεραιώνονται τα παρακάτω:

- Πρόσβαση εργατικού δυναμικού και υλικών στους θαλάμους κατά τη διάρκεια της κατασκευής.
- Είσοδος όλου του κατασκευαστικού εξοπλισμού που απαιτείται για την εκσκαφή.
- Απομάκρυνση απορριμμάτων εκσκαφής.

Η συνολική διαδικασία κατασκευής συνοπτικά περιλαμβάνει :

- ✓ Την κατασκευή της πύλης εισόδου για πρόσβαση
- ✓ Την εκσκαφή της σήραγγας πρόσβασης και των φρεάτων (για είσοδο και έξοδο των σωληνώσεων του αργού πετρελαίου)
- ✓ Την εκσκαφή σηράγγων κουρτίνας νερού (watercurtains)
- ✓ Την εκσκαφή θαλάμων που παρέχουν υποστήριξη της βραχώμαζας, ενισχυμένων με εκτοξευμένο σκυρόδεμα.

Ταυτόχρονα, πραγματοποιείται η διάνοιξη των γεωτρήσεων των κουρτινών νερού των σηράγγων τους, οι οποίες γεμίζονται με νερό μετά την εκσκαφή και υποστήριξη τους(*Underground Storage Technologies*).

4.3. Σχεδιασμός Μονάδων Αποθήκευσης

4.3.1.Τύποι Θαλάμων Αποθήκευσης

Γενικά, υπάρχουν πέντε διαφορετικοί τύποι αποθήκευσης:

1. Τύπος 1:Θάλαμοι χωρίς επένδυση
2. Τύπος 2:Υπόγειοι δόμοι άλατος(θόλοι αλατιού)
3. Τύπος 3:Αποθήκευση πόρων σε προϋπάρχουσες δεξαμενές πετρελαίου & αέριου ή βαθείς υδροφορείς
4. Τύπος 4: Υπόγειες δεξαμενές σκυροδέματος
5. Τύπος 5:Θάλαμοι με εσωτερική επένδυση

Τύπος 1: Αποθήκευση σε υπόγειους ορυγμένους θαλάμους

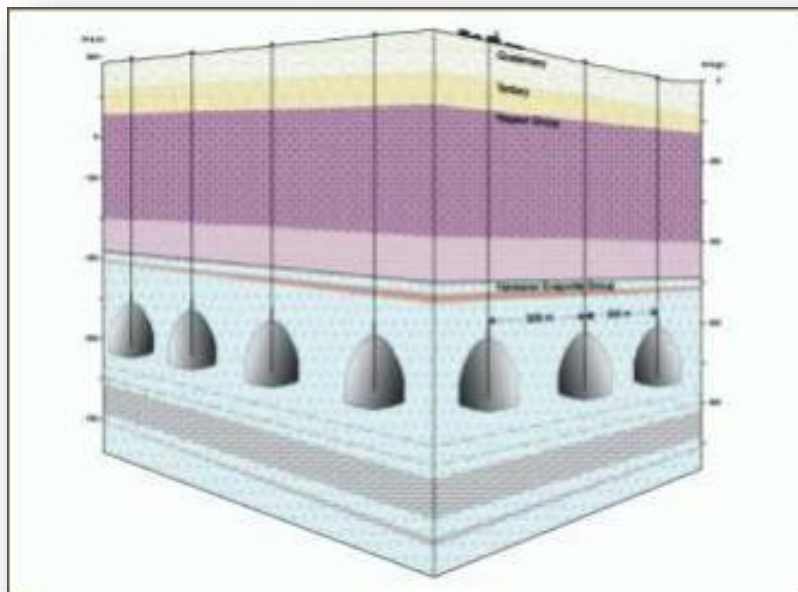
Η πιο καθιερωμένη τεχνολογία που υιοθετήθηκε με επιτυχία παγκοσμίως εφαρμόζει ουσιαστικά την αρχή της αποθήκευσης με γνώμονα την πίεση υπόγειου νερού για να αποθηκευτεί το προϊόν μέσα σε μια δεξαμενή. Οι απαραίτητες μελέτες περιλαμβάνουν γεωλογικές, γεωφυσικές, γεωτεχνικές και υδρογεωλογικές έρευνες, και είναι επιτακτική η ανάγκη τους για να εξακριβωθεί που οι συνθήκες είναι κατάλληλες για την κατασκευή θαλάμων και κατάλληλες για αποθήκευση υδρογονανθράκων.



Εικόνα 4. 2: Unlined rock cavern (Underground Storage Technologies)

Τύπος 2: Αποθήκευση σε υπόγειους θαλάμους άλατος (θόλοι)

Οι θάλαμοι από άλας δημιουργούνται σε σχηματισμούς αλατιού μέσω μιας διαδικασίας που ονομάζεται "Όρυξη μέσω έκπλυσης". Ουσιαστικά, η διαδικασία περιλαμβάνει την όρυξη ενός φρέατος σε σχηματισμό άλατος και στη συνέχεια την έγχυση τεράστιων ποσοτήτων γλυκού νερού. Τα διαλυμένα άλατα αντλούνται ως αλατόνερο και απορρίπτονται. Η εν λόγω τεχνική αποθήκευσης παρέχει δύο βασικά πλεονεκτήματα. Αρχικά αποτελεί τον οικονομικότερο τρόπο αποθήκευσης προϊόντων πετρελαίου για μεγάλα χρονικά διαστήματα και κατά δεύτερον είναι από τις πιο φιλικές προς το περιβάλλον επιλογές. Το ορυκτό αλάτι παρέχει ένα εξαιρετικά αδιαπέρατο περιβάλλον για το πετρέλαιο, τα ορυκτά καύσιμα και το αέριο καθώς επίσης είναι και αδιάλυτο υπό τη παρουσία υδρογονανθράκων και δεν παρουσιάζει χημική αντιδραστικότητα με το πετρέλαιο και τα υγρά καύσιμα.



Εικόνα 4. 3: Δομή υπόγειων θαλάμων αλατιού.

Τύπος 3: Αποθήκευση σε θαλάμους από εξαντλημένα κοιτάσματα πετρελαίου και φυσικού αερίου και υπόγειους υδροφορείς

Εν συνεχεία ακόμα ένας τύπος αποθήκευσης είναι η χρήση θαλάμων εξαντλημένων κοιτασμάτων για αποθήκευση υδρογονανθράκων με διοχέτευση των προϊόντων στις εν λόγω δεξαμενές. Με βάση το γεγονός ότι ένας θάλαμος που έφερε ένα προϊόν στο παρελθόν επικαλύπτεται από έναν αδιαπέρατο σχηματισμό φτάνει κανείς στο συμπέρασμα ότι θα πληροί τις προϋποθέσεις του περιορισμού, θα ήταν λοιπόν είτε μια επονομαζόμενη στρωματογραφική παγίδα ή μια δομική παγίδα ή και τα δύο. Κατ' επέκταση οι συνθήκες διαπερατότητας και πορώδους του σχηματισμού είναι λογικό να συμμορφώνονται με τις απαιτήσεις αποθήκευσης. Αυτού του είδους οι θάλαμοι αποτελούν μια από τις κυρίαρχες επιλογές λόγω της ευρείας διαθεσιμότητας αυτού του τύπου αποθήκευσης.

Σε περίπτωση βαθέων υδροφορέων, οι πόροι που φέρουν το νερό περιορίζονται κάτω από ένα αδιαπέρατο σχηματισμό. Τα προϊόντα αντλούνται στους πόρους και περιέχονται εντός του σχηματισμού.

Τύπος 4: Αποθήκευση σε υπόγειες δεξαμενές σκυροδέματος

Αυτές είναι δεξαμενές από σκυρόδεμα έχουν αναπτυχθεί για τοποθεσίες όπου η εναλλακτική λύση αποθήκευσης δεν υποστηρίζεται με την παρουσία ικανών πετρωμάτων, ρηχών υπόγειων υδάτων και επαρκή δυνατότητα επαναφόρτισης εδάφους. Σε όλο τον κόσμο, μια τέτοια εγκατάσταση αποθήκευσης έχει δημιουργηθεί μόνο στο Νότια Αφρική και βρίσκεται σε λειτουργία.



Εικόνα 4. 4: Υπόγειες δεξαμενές σκυροδέματος

Πίνακας 4. 1: «Σύγκριση διαφορετικών τύπων αποθήκευσης»

Storage Technology	Siting Requirements	Security	Safety	Economy
Solution Mined salt caverns	Thick salt formations and water for leaching	E	E	E
Unlined Rock Caverns	Competent rock and stable ground water conditions	E	E	G
Underground Concrete tanks	Hard soil /weak rock and low ground water table	G	G	E
Conventional steel tanks	Large land requirements	A	A	A

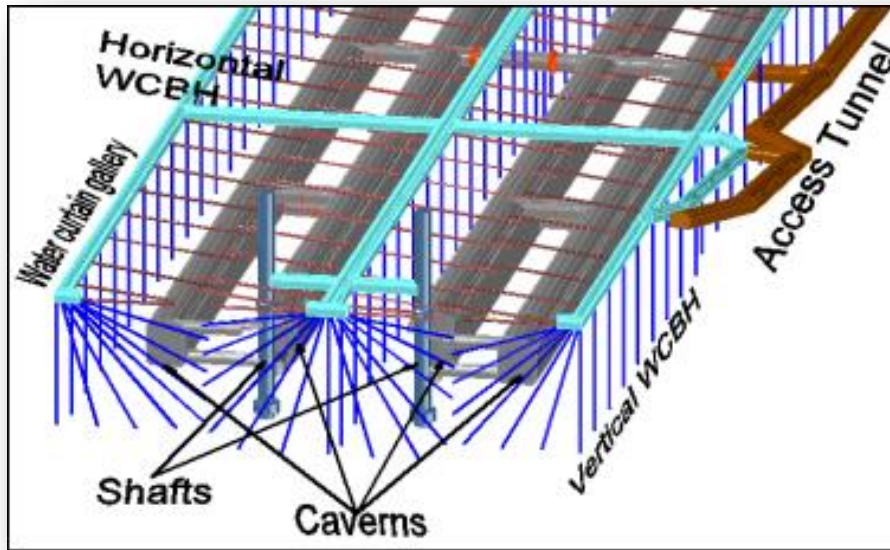
Note: E - Excellent; G - Good; A - Average

(Underground Storage Technologies)

Στον ανωτέρω πίνακα παρουσιάζονται οι διαφορές στην ευστάθεια , την οικονομικότητα και την ασφάλεια μεταξύ των 4 διαφορετικών τεχνολογιών υπόγειας αποθήκευσης. Παρατηρείται ότι τα σπήλαια άλατος αποτελούν τη βέλτιστη και προτιμότερη λύση, στις περιπτώσεις βέβαια που υπάρχει η εν λόγω εναλλακτική.

4.3.3 Διάταξη

Κάθε υπόγεια μονάδα αποθήκευσης κατά κύριο λόγο αποτελείται από τους θαλάμους αποθήκευσης, τα φρέατα, τις σήραγγες της κουρτίνας νερού και τις σήραγγες πρόσβασης(*Underground Storage Technologies*).

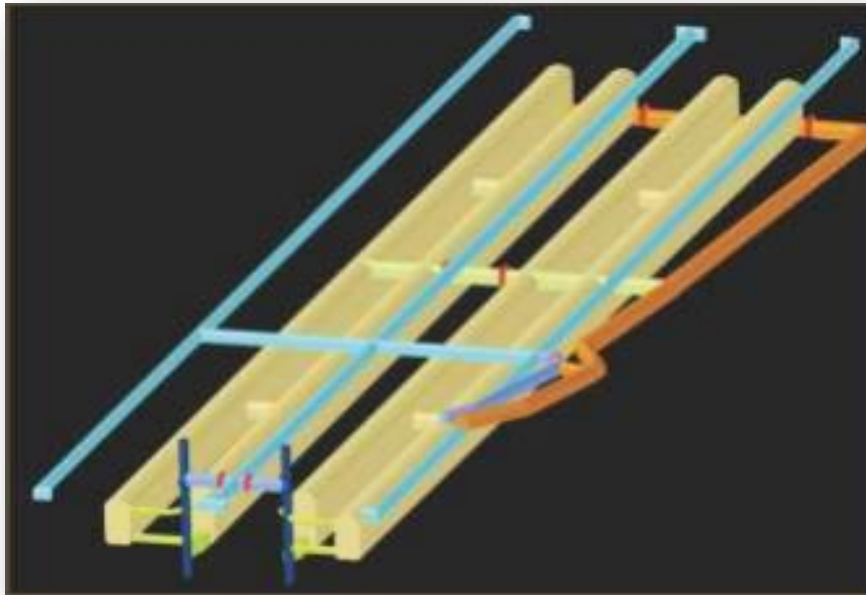


Εικόνα 4. 5: Σχηματική απεικόνιση της δομής ενός συστήματος υπόγειας αποθήκευσης (Kannan et al.).

4.3.3.1. Μονάδες αποθήκευσης

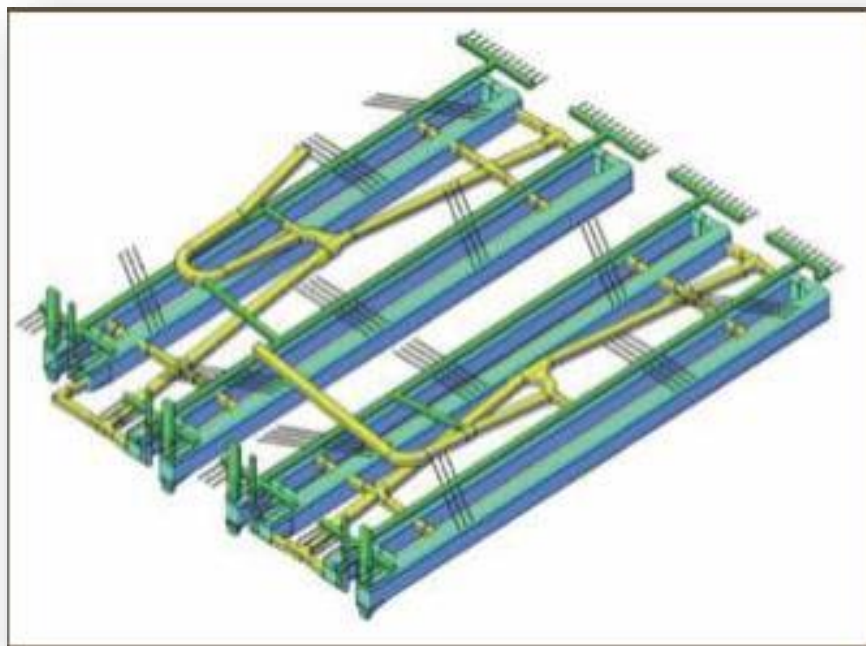
Ένα τυπικό μοντέλο κατασκευής περιλαμβάνει συνοπτικά πολλές μονάδες θαλάμων, οι οποίοι έχουν εξορυχτεί μαζί με σήραγγες πρόσβασης, σήραγγες κουρτινών νερού, καθώς και φρέατα. Οι δεξαμενές είναι μεγάλες υπόγειες εκσκαφές μήκους αρκετών χιλιομέτρων, ανάλογα με τις απαιτήσεις αποθήκευσης και τις επιλεγμένες συνθήκες του χώρου. Μια τυπική εγκατάσταση αποθήκευσης περιλαμβάνει αρκετές μονάδες θαλάμων που έχουν εκσκαφθεί μαζί με σήραγγες πρόσβασης που εκτείνονται σε μήκος 3000-4000 m, αρκετές σήραγγες υδατοκάλυψης που εκτείνονται σε μήκος περίπου 4000 m, σημαντικό αριθμό γεωτρήσεων υδατοκάλυψης που ανοίγονται μέσω των σηράγγων υδατοκάλυψης, φρέατα που ανοίγονται κάθετα σε βάθος 75-100 m και, τέλος, θάλαμοι με αψιδωτή μορφή που εκτείνονται σε μήκος περίπου 400 m. Ενώ η κατασκευή αυτών των υπόγειων θαλάμων απαιτεί μεγάλο όγκο εκσκαφών, πραγματοποιούνται περιορισμένες υπέργειες εκσκαφές κυρίως για λόγους διαμόρφωσης του εδάφους, ώστε να κατασκευαστούν οι εγκαταστάσεις επεξεργασίας και άλλες συναφείς εγκαταστάσεις και συστήματα εκτός του χώρου για τη λειτουργία των εγκαταστάσεων αποθήκευσης.

Υπάρχουν δύο κατηγορίες διατάξεων της μονάδας αποθήκευσης, αυτή του μονού συστήματος φρέατος και αυτή με σύστημα διπλού φρέατος προσαρτημένου στη μονάδα ή στους πόδας του θαλάμου. Αυτή η διάταξη του συστήματος μονού ή διπλού φρέατος εξαρτάται κυρίως από τις έννοιες της εισαγωγής και της εξαγωγής. Αυτό εξαρτάται από τις διαστάσεις των φρεάτων που μπορούν να τοποθετηθούν στο χώρο καθώς και τις λειτουργικές απαιτήσεις.



Εικόνα 4. 6: Μονάδες αποθήκευσης υδρογονανθράκων με σύστημα μονού φρέατος (Underground Storage Technologies)

Στη παραπάνω σχηματική απεικόνιση φαίνεται η διάταξη του θαλάμου με μονό φρέαρ εισαγωγής του προϊόντος προς αποθήκευση, ενώ στο παρακάτω σχήμα παρατηρείται μονάδα διπλού φρέατος εισαγωγής αργού πετρελαίου και υποβρύχιων αντλιών για την έξοδο του από το χώρο αποθήκευσης.



Εικόνα 4. 7: Απεικόνιση μονάδας δύο φρεάτων

Προκειμένου να ασφαλιστούν τα αποθηκευμένα προϊόντα, ο θάλαμος και τα φρέατα σφραγίζονται στο τέλος της φάσης κατασκευής τους με μια παχιά στρώση από σκυρόδεμα με ειδική σχεδίαση για την εξασφάλιση της πυκνότητας του αέρα στο θάλαμο. Οι υπόγειες εγκαταστάσεις επεξεργασίας περιλαμβάνουν υποβρύχιες αντλίες αργού πετρελαίου και αντλίες νερού διαρροής, οι οποίες βρίσκονται εντός των φρεάτων. Εκτός από τις αντλίες εντός των φρεάτων βρίσκονται και τα καλώδια των οργάνων μέτρησης καθώς και οι σωλήνωση κυκλοφορίας ζεστού θερμού πετρελαίου με ακροφύσια που τοποθετούνται στο δάπεδο του θαλάμου.

Το μεγαλύτερο μέρος των εξορυκτικών εργασιών πραγματοποιείται υπόγεια, ενώ επιφανειακά λαμβάνει χώρα η κατασκευή ορισμένων βοηθητικών εγκαταστάσεων, καθώς και βελτιώσεις εδάφους για να διασφαλιστούν οι συνθήκες ευστάθειας του έργου(*Underground Storage Technologies*).

4.3.4.Διατομή

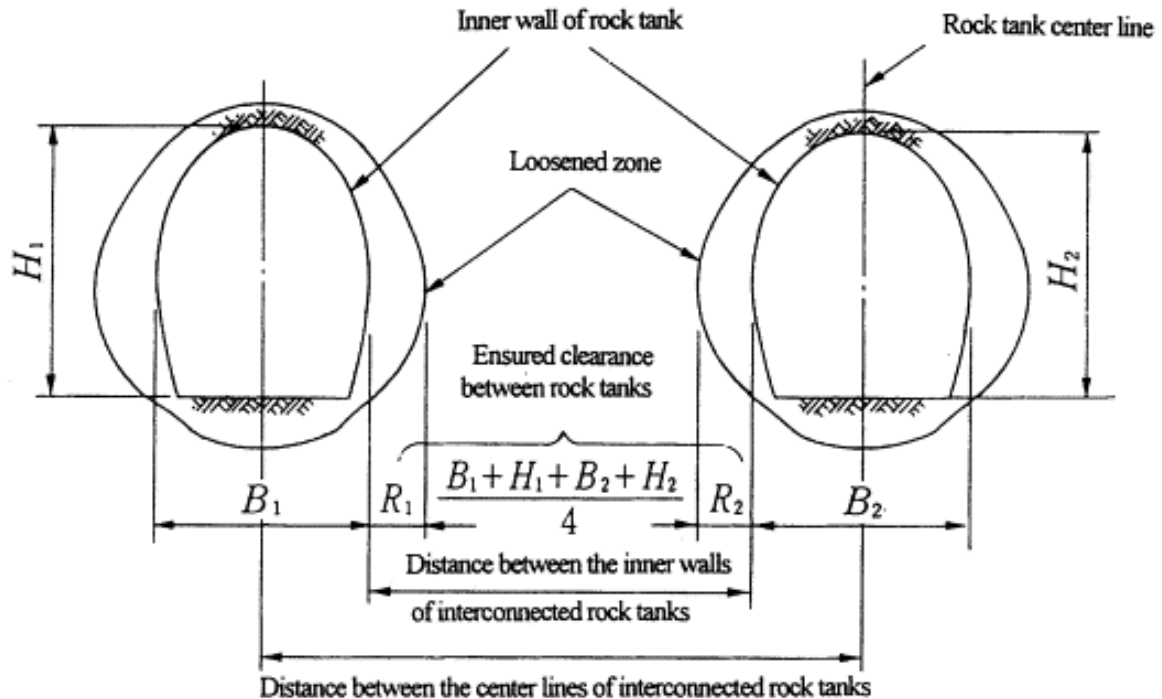
Οι υπόγειοι θάλαμοι αποθήκευσης, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, έχουν γενικά αψιδωτό σχήμα με κατά προσέγγιση διατομή σχήματος "D" συνδεδεμένη σε φρέαρ μέσω του οποίου μεταφέρεται η αντλία στο πόδι του θαλάμου. Οι μονάδες αποθήκευσης συνδέονται με την επιφάνεια μέσω κάθετων φρεάτων. Ενώ η οροφή είναι οριζόντια σε όλο το μήκος των θαλάμων, ο πυθμένας των μονάδων του θαλάμου σχεδιάζεται με κλίση 1 προς 250 σε σχέση με το φρέαρ εισαγωγής, έτσι ώστε να διευκολύνεται η ελεύθερη ροή αργού πετρελαίου. Κατά την κατασκευή, προκειμένου να δημιουργηθούν πολλαπλά μέτωπα, οι διασταυρούμενες σήραγγες είναι σχεδιασμένες και κατασκευασμένες μεταξύ γειτονικών ποδιών των θαλάμων. Οι υπόγειοι θάλαμοι κυμαίνονται περίπου σε σχέση με το ύψος μπορεί να φτάσει από 15 μέχρι και τα 100 m και σε πλάτος από τα 10 έως και τα 40m ου είναι συνδεδεμένες με το φρέαρ της αντλίας, έως 22 m x 20 m ανάλογα τις προδιαγραφές του έργου. Σύμφωνα με την προβλεπόμενη χωρητικότητα αποθήκευσης και γεωμορφολογίας της εκάστοτε τοποθεσίας, το μήκος των θαλάμων αποκτά εύρος γενικά μεταξύ 300 m και 900 m(*Underground Storage Technologies*).

4.3.5.Απόσταση μεταξύ θαλάμων

Η υπόγεια εγκατάσταση αποθήκευσης πετρελαίου περιλαμβάνει παράλληλες δεξαμενές με παρόμοιο μέγεθος για την εξασφάλιση της αποθηκευτικής ικανότητας. Η απόσταση μεταξύ των θαλάμων καθορίζεται από τις δυναμικές συνθήκες και τις υπόγειες υδραυλικές συνθήκες. Όσον αφορά τις δυναμικές συνθήκες είναι απαραίτητη η εξασφάλιση της απόστασης μεταξύ των πετρελαιοφόρων δεξαμενών ίση ή μεγαλύτερη από το σχήμα (L) όπως ορίζεται παρακάτω:

$$L = (B_1 + H_1 + B_2 + H_2) / 4 + R_1 + R_2$$

Όπου, L είναι η απόσταση μεταξύ των εσωτερικών τοιχωμάτων γειτονικών βραχοδεξαμενών και B_1 , H_1 , B_2 , H_2 , R_1 , R_2 είναι ως εξής



Εικόνα 4. 8: L = απόσταση μεταξύ των εσωτερικών τοιχωμάτων των προσαρμοσμένων δεξαμενών. B_1 , H_1 , B_2 , H_2 , R_1 , R_2

Σύμφωνα με κάποιες παρατηρήσεις στο πεδίο διαμορφώθηκαν ορισμένοι εμπειρικοί κανόνες που υποστηρίζουν ότι ένας λόγος ιδανικής απόστασης ανάμεσα στις δεξαμενές για να τηρείται η ευστάθεια με όσο το δυνατόν λιγότερη επιρροή μεταξύ των θαλάμων είναι οι δύο διάμετροι.

4.3.7. Σήραγγα πρόσβασης

Η σήραγγα πρόσβασης κατασκευάζεται από την επιφάνεια του εδάφους με εισόδους σε κατάλληλες τοποθεσίες ώστε να παρέχει πρόσβαση σε μηχανήματα για την εκσκαφή των θαλάμων αλλά και για την εκτέλεση υπόγειων αστικών και λειτουργικών εγκαταστάσεων. Αυτές οι προσβάσεις έχουν σχεδιαστεί με μέριμνα τους στόχους του συνολικού προγράμματος κατασκευής καθώς και τις παραμέτρους σχετικά με την ασφάλεια που πρέπει να τηρούνται κατά τη διάρκεια της εκσκαφής. Οι σήραγγες πρόσβασης σχεδιάζονται συνήθως με μια κλίση 1:8 σε γραμμικό τμήμα ενώ σε καμπύλα τμήματα που αναστρέφουν τη σήραγγα σχεδιάζονται με τρόπο τέτοιο, ώστε να είναι οριζόντια. Οι κύριες σήραγγες πρόσβασης σχεδιάζονται για να επιτρέπουν μια αμφίδρομη κυκλοφορία με βαριά φορτηγά. Οι εν λόγω σήραγγες

είναι σήραγγες διατομής σχήματος αψίδας με ύψος 8m και πλάτος 8-12 m(*Underground Storage Technologies*).

4.3.8.Φρέαρ αερισμού

Το φρέαρ αερισμού αποσκοπεί στον αερισμό του χώρου των θαλάμων κατά τη διάρκεια κατασκευής του έργου. Ο υπολογισμός του απαιτούμενου αερισμού είναι αυτός που θα καθορίσει το μέγεθος του τμήματος που θα ορυχθεί ως ένα κατακόρυφο κανάλι. Από οικονομική άποψη, το φρεάτιο αερισμού πρέπει να είναι καταρχήν μικρότερης διατομής και να αποφεύγεται η απευθείας σύνδεση με το κύριο θάλαμο. Μετά την ολοκλήρωση της υπόγειας κατασκευής, οι διασταυρώσεις του φρεατίου αερισμού και των δεξαμενών πρέπει να γεμίσουν αμέσως με σκυρόδεμα(Zou, 2021).

4.3.9.Φρέαρ άντλησης και σήραγγα λειτουργίας

Το φρέαρ άντλησης αποτελεί το κατακόρυφο κανάλι για τη μεταφορά του πετρελαίου/αερίου που θα αποθηκευτεί στις δεξαμενές και εκτείνεται συνήθως από το έδαφος μέσα στο θάλαμο και φτάνει μέχρι και το φρεάτιο της αντλίας. Χρησιμοποιείται κυρίως για την τοποθέτηση αγωγών έγχυσης και την ανύψωση του εξοπλισμού στο φρεάτιο αντλίας και ύστερα την ολοκλήρωση του έργου πρέπει να σφραγίζεται με οπλισμένο σκυρόδεμα. Γεμίζει δε με νερό για τη σφράγιση σε ορισμένο ύψος πάνω από το πώμα στεγανοποίησης του πυθμένα και απομένουν μόνο μανίκια σύνδεσης μέσα στη γεώτρηση για την ανύψωση του εξοπλισμού και των αισθητήρων. Ενώ το μέγεθος του φρεατίου πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις εγκατάστασης της διεργασίας, είναι επίσης απαραίτητο να ληφθεί υπόψη η ευκολία της λειτουργίας της κατασκευής, ώστε η διάμετρος να μην είναι πολύ μικρή. Επιπλέον, όταν η έξοδος του φρεατίου δεν μπορεί να εκτεθεί στο έδαφος λόγω του μεγάλου βάθους του έργου, είναι επίσης απαραίτητο να δημιουργηθεί η σήραγγα λειτουργίας, στην οποία θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μόνιμα μέτρα αερισμού, φωτισμού και διαφυγής(Zou, 2021).

4.3.10.Κουρτίνες νερού

Προκειμένου να διασφαλιστεί ο συνεχής κορεσμός του περιβάλλοντος χώρου (της βραχώμαζας), κατασκευάζονται κουρτίνες νερού γύρω από τους θαλάμους, οι οποίοι επιτρέπουν στο νερό να ρέει από τη βραχώμαζα στους θαλάμους και να τροφοδοτούν τις ασυνέχειες της βραχώμαζας με νερό. Αυτός ο στόχος επιτυγχάνεται μέσω του συστήματος κουρτίνας νερού μαζί με τις επιμέρους γεωτρήσεις στις υδατοκουρτίνες, οι οποίες σχεδιάζονται με στόχο τη σύνδεση των «κυρίαρχων» σηράγγων κουρτινών νερού. Συνήθως οι σήραγγες κουρτίνας νερού σχεδιάζονται με διατομή σχήματος D με διαστάσεις πλάτους περίπου 6 m και ύψους 6m. Οι γεωτρήσεις που πραγματοποιούνται μέσα στις σήραγγες κουρτινών νερού σχεδιάζονται να φτάνουν σε μήκος περίπου τα 50m με 75m με μια κλίση 50° προς τα κάτω. Σε γενικές γραμμές

οι γεωτρήσεις ανοίγονται με απόσταση από 10m έως 20m,κάθετα στο φρέαρ της σήραγγας της υδατοκουρτίνας.

Ωστόσο, βασιζόμενοι στη γεωλογική χαρτογράφηση των σηράγγων κουρτίνας νερού, καθώς και τον κατάλληλο προσανατολισμό, η απόσταση και το μήκος των γεωτρήσεων αποφασίζονται κατά τη διάρκεια της λεπτομερούς μελέτης και της κατασκευής του έργου. Κατά τη διάρκεια του σταδίου κατασκευής, για να αποφευχθεί ο αποκορεσμός της βραχομάζας εκσκάπτονται εκ των προτέρων, για απόσταση περίπου 50 m από το ενεργό μέτωπο εκσκαφής. Αυτό μειώνει επίσης τον κίνδυνο διακυμάνσεων στη στάθμη των υπόγειων υδάτων κατά τη διάρκεια της κατασκευής(*Underground Storage Technologies*).

4.3.10.1.Υδραυλικές δοκιμές

Προκειμένου να αποτραπεί η ξήρανση της βραχομάζας, μια σειρά δοκιμών ανίχνευσης διαρροών νερού και ασυνεχειών υιοθετείται κατά τη διάρκεια της εκσκαφής του θαλάμου αποθήκευσης. Πριν από την προώθηση του μετώπου της σήραγγας διανοίγεται μια οπή με αισθητήρα και μετράται η ποσότητα της διαρροής νερού από την οπή αυτή. Εάν η ποσότητα του νερού που διαρρέει είναι πάνω από το επιτρεπτό όριο (0,5 l/min), τότε πραγματοποιούνται προενέσεις μέσα στη βραχομάζα από την περίμετρο του μετώπου της σήραγγας, Κάτι τέτοιο αποκοπεί στο να επιτευχθεί η ροή του νερού προς το άνοιγμα της εκσκαφής. Πραγματοποιούνται λοιπόν διάφορες σειρές υδραυλικών δοκιμών για τον προσδιορισμό της υδρογεωλογικής συμπεριφοράς της βραχομάζας γύρω από τους θαλάμους αποθήκευσης και για τον έλεγχο της υδατοστεγανότητας της βραχομάζας στην περιοχή του εργοταξίου υπό συνθήκες λειτουργίας(Wang et al., 2015).

4.3.11.Τρόπος Εκσκαφής

Η υπόγεια εκσκαφή πραγματοποιείται με συμβατικές τεχνικές διάτρησης και ανατίναξης. Πιο συγκεκριμένα στα υπόγεια έργα αποθήκευσης και σε άλλες συναφείς εγκαταστάσεις οι εκσκαφές πραγματοποιούνται με τη μέθοδο διάτρησης ανατίναξης (drill and blast) με ορθές βαθμίδες(heading and benching). Ενώ η ανώτερη βαθμίδα εκσκάπτεται μέσω οριζόντιας ανατίναξης, οι επόμενες βαθμίδες έχουν την επιλογή να εξορυχθούν είτε με τη μέθοδο της κάθετης ή είτε πάλι με της οριζόντιας ανατίναξης (*Underground Storage Technologies*). Στην περίπτωση που η κατάσταση του πετρώματος δεν επιτρέπει την προσβολή όλου του ανώτερου τμήματος (top benching) της εκσκαφής, τότε και εκεί γίνεται τμηματική όρυξη και εν συνεχεία τοποθέτηση υποστήριξης. Το ύψος των βαθμίδων επιλέγεται κάθε φορά ανάλογα με το ολικό ύψος του θαλάμου. Πλεονεκτήματα της τμηματικής εκσκαφής αποτελεί η δυνατότητα εκ νέου μελέτης των γεωλογικών συνθηκών με in-situ δοκιμές μετά την εκσκαφή της κάθε βαθμίδας. Αξίζει να σημειωθεί ότι στις περιπτώσεις όπου πρέπει να επιτευχθεί όσο το δυνατόν μικρότερη διατάραξη της βραχομάζας μπορούν να χρησιμοποιηθούν και άλλες τεχνικές όρυξης όπως η μέθοδος λείων τοιχωμάτων

(smooth blasting), η μέθοδος πρότμισης(preblasting) και η μέθοδος πυκνής διάτρησης (linedrilling) (Benardos & Kaliampakos, 2010). Η τελική επιλογή βέβαια εξαρτάται και από τη διαθεσιμότητα των εγκαταστάσεων και των μηχανημάτων. Για λόγους ευκολίας στην κατασκευή και για να διασφαλιστεί η πρόσβαση σε πολλά μέτωπα οι θάλαμοι αποθήκευσης συνδέονται στο πάνω και κάτω μέρος με επιμέρους σήραγγες, οι οποίες οπλίζονται με τοίχους σκυροδέματος για ευθυγράμμιση της κίνησης του προϊόντος.

Ένας τυπικός κύκλος ανασκαφής περιλάμβανε τα στάδια:

- Έρευνα
- Διάνοιξη δοκιμαστικών οπών
- Σήμανση του μετώπου εκσκαφής
- Διάνοιξη διατρημάτων
- Γόμωση διατρημάτων
- Ανατίναξη, εκτόνωση
- Γεωλογική χαρτογράφηση
- Εκτίμηση στήριξης βράχου
- Εγκατάσταση εκτοξευμένου σκυροδέματος και αγκυρίων
- Εξαερισμό.

Η πρόοδος εκσκαφής ανά κύκλο επηρεάζεται από διάφορους παράγοντες όπως:

- Απαιτήσεις σχεδιασμού
- Μοτίβα ανατινάξεων
- Φύση της βραχομάζας

(Pillai & Malkani, 2014)

5 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΔΡΟΓΟΝΑΝΘΡΑΚΩΝ

Στη εν λόγω εργασία σχεδιάστηκαν μέσω του προγράμματος της Rockscience Phase2 (RS2) πιθανά σενάρια δεξαμενών υπόγειας αποθήκευσης υδρογονανθράκων. Αρχικά επιλέχθηκαν 6 διαφορετικές πεταλοειδούς σχήματος διατομές δεξαμενών και τρεις διαφορετικές τιμές δείκτη GSI. Για αυτούς τους δείκτες GSI κατασκευάστηκαν τα μοντέλα των διατομών που επιλέχθηκαν. Ύστερα από μελέτη προηγούμενων έργων επιλέχθηκαν οι παρακάτω διατομές προς έλεγχο και μοντελοποίηση με όλα τα απαραίτητα μέτρα υποστήριξης. Στόχος της συγκεκριμένης εργασίας αποτέλεσε η εύρεση του καλύτερου τρόπου ευστάθειας της κάθε κατασκευής και κατ' επέκταση η επιλογή του καταλληλότερου μοντέλου σε εφαρμογή για κάθε περίπτωση με βάση τις προϋποθέσεις που ίσχυαν κάθε φορά. Επιπροσθέτως επικεντρώθηκε στην αξιολόγηση και των χειρίστων μοντέλων, καθώς και της συμπεριφοράς όλων των έργων στις συνθήκες φόρτισης.

Οι διαφορετικές διατομές με το μέγιστο άνοιγμά τους δίδονται παρακάτω :

Πίνακας 5. 1: «Διατομές ελέγχου»

	ΔΙΑΤΟΜΗ(πλάτος x ύψος) m x m
1	15X30
2	18X30
3	20X30
4	25X30
5	20X27
6	20X25

Προτού λάβει χώρα η εκτενής διερεύνηση των σεναρίων καθορίστηκαν όλες οι απαραίτητες τιμές, οι οποίες παρέμειναν σταθερές σε όλα τα πιθανά σενάρια που ελέγχθηκαν. Η διερεύνηση πραγματοποιήθηκε με βάση το κριτήριο αστοχίας Hoek & Brown. Τα αμετάβλητα μεγέθη φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5. 2: «Αμετάβλητα μεγέθη Μοντελοποίησης»

Υπόγεια ύδατα	Σταθερό ύψος νερού
Ειδικό βάρος των πόρων	9.81 MN/m ³
Εδαφικός σχηματισμός κατασκευής έργου	Μη καρστικοποιημένος ασβεστόλιθος
Αρχικές συνθήκες	
Φορτίσεις	Body Force only

Ειδικό Βάρος	2.7 MN/m ³
Δυσκαμψία	
Είδος Δυσκαμψίας	Ισοτροπικό
Poisson ratio	0.3
Αντοχή	
Τύπος Βραχόμαζας	Πλαστική
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη	75MPa
Αναγκαία σταθερά m _i	10
Βαθμός Διατάραξης Βραχόμαζας	0
Υδραυλικές Ιδιότητες	
Συμπεριφορά υλικού	Αποστραγγισμένο
Πορώδες	0.5
Στατική λειτουργία νερού Επίδραση στάσιμου νερού στο πέτρωμα	Στεγνός ασβεστόλιθος

Αφού καθορίστηκαν οι παραπάνω τιμές σύμφωνα με τις προδιαγραφές της ασβεστολιθικής βραχόμαζας που επιλέχθηκε, καθορίστηκαν όλες οι περιπτώσεις, στις οποίες πραγματοποιήθηκε έλεγχος ευστάθειας. Σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Hoek & Brown για τις διαφορετικές τιμές GSI διαμορφώθηκαν οι τιμές που φαίνονται στο παρακάτω πίνακα.

«Πίνακας παραμέτρων mb και s της βραχόμαζας σύμφωνα με το κριτήριο Hoek & Brown»

Πίνακας 5. 3: «Πίνακας παραμέτρων mb και s της βραχόμαζας σύμφωνα με το κριτήριο Hoek & Brown»

GSI	50	60	70
mb	1.67	2.16	4.09
s	0.0039	0.011	0.062
Residual mb	0.57	0.55	0.82
Residual s	0.00013	0.00017	0.00042

Όπως φαίνεται παραπάνω μέσω της χρήσης του RS2 υπολογίστηκαν και οι τιμές για mb και s και για τη παραμένουσα αντοχή σε μονοαξονική θλίψη, η οποία με γρήγορους υπολογισμούς αποτελεί περίπου το 34% της ολικής αντοχής. Με τον ίδιο τρόπο λοιπόν υπολογίστηκε και η παραμένουσα αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας, παίρνοντας το εν λόγω ποσοστό για όλα τα σενάρια τα οποία τέθηκαν υπό έλεγχο.

Στο παρακάτω πίνακα φαίνονται αναλυτικά όλα τα σενάρια που διερευνήθηκαν.

Πίνακας 5. 4: «Σενάρια Μοντελοποίησης με βάση το δείκτη GSI και τη διατομή τους»

	Διατομή(m x m)	Δείκτης GSI	Απόσταση μεταξύ θαλάμων(m)Π
Σενάριο 1 ^ο	15X30	75	30
Σενάριο 2 ^ο	18X30	75	30
Σενάριο 3 ^ο	20X30	75	30
Σενάριο 4 ^ο	25X30	75	30
Σενάριο 5 ^ο	27X30	75	30
Σενάριο 6 ^ο	20X30	75	25
Σενάριο 7 ^ο	20X30	75	35
Σενάριο 8 ^ο	20X30	75	45
Σενάριο 9 ^ο	20X30	75	60
Σενάριο 10 ^ο	15X30	60	30
Σενάριο 11 ^ο	18X30	60	30
Σενάριο 12 ^ο	20X30	60	30
Σενάριο 13 ^ο	25X30	60	30
Σενάριο 14 ^ο	27X30	60	30
Σενάριο 15 ^ο	20X30	60	25
Σενάριο 16 ^ο	20X30	60	35
Σενάριο 17 ^ο	20X30	60	45
Σενάριο 18 ^ο	20X30	60	60
Σενάριο 19 ^ο	15X30	50	30
Σενάριο 20 ^ο	18X30	50	30
Σενάριο 21 ^ο	20X30	50	30
Σενάριο 22 ^ο	25X30	50	30
Σενάριο 23 ^ο	27X30	50	30
Σενάριο 24 ^ο	20X30	50	25
Σενάριο 25 ^ο	20X30	50	35
Σενάριο 26 ^ο	20X30	50	45
Σενάριο 27 ^ο	20X30	50	60

Όπως φαίνεται τα σενάρια χωρίστηκαν ανάλογα με το GSI τους αλλά και με βάση την απόσταση ενδιάμεσα των θαλάμων, δύο μεταβλητές που μαζί με την διατομή επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό την ευστάθεια και επιφέρουν αξιόλογα αποτελέσματα προς αξιολόγηση. Για κάθε μια από τις παραπάνω διατομές δημιουργήθηκε το αντίστοιχο μοντέλο ελέγχου για GSI 50,60 και 75.Εν συνεχεία σε κάθε μια από τις προαναφερθείσες τιμές GSI, επιλέγοντας ως κύριο μοντέλο αυτό με τη διατομή 20X30, ελέγχθηκε η απόσταση μεταξύ των θαλάμων με στόχο την εύρεση του βέλτιστου δυνατού μοντέλου, αλλά και την διερεύνηση της επιρροής της εν λόγω απόστασης στην φόρτιση των δεξαμενών. Επιπροσθέτως για την κατασκευή του

καθενός από τα παραπάνω μοντέλα χρησιμοποιήθηκε κατάλληλος κάρναβος απόστασης 5 διαμέτρων σε κάθε κατεύθυνση και επιλέχθηκε κατάλληλο πλέγμα με σκοπό την καλύτερη ακρίβεια των υπολογισμών . Στην ανάλυση χρειάστηκε να καθοριστεί και η εναπομένουσα αντοχή του πετρώματος μετά από χαλάρωση, η οποία και υπολογίστηκε με βάσει εμπειρικούς κανόνες ,όπως θα αναλυθεί εκτενώς παρακάτω. Εν συνεχεία διαμορφώθηκε ένα πλάνο υποστηρίξεων του έργου. Η υποστήριξη για τον κάθε θάλαμο επιλέχθηκε ύστερα από υπολογισμούς μέσω του εμπειρικού Νομογραφήματος Q(Rock Mass Quality) και των σχέσεων που συνδέουν τον δείκτη GSI (Geotechnical Strength Index) και τον δείκτη RMR(Rock Mass Rating) του Beniaowski .

Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν κατάλληλες εξισώσεις ,όπως:

1. $RMR=GSI-5$
2. $RMR=9\ln Q-44 \Rightarrow Q=e^{(RMR-44)/9}$
3. $L=2+0.15*(B/ESR)$ για τις αγκυρώσεις στο στεφάνι.
4. $L=2+0.15*(H/ESR)$ για τις αγκυρώσεις στους τοίχους.

,οι οποίες θα αναλυθούν εκτενώς ευθύς αμέσως. Αξίζει να σημειωθεί ότι από τους υπολογισμούς που προέκυψαν, ιδιαίτερα στις αγκυρώσεις, υπήρξαν κάποιες τροποποιήσεις προκειμένου να επιτευχθεί ακόμα καλύτερη ευστάθεια.

5.1.Υποστήριξη υπόγειων έργων αποθήκευσης υδρογονανθράκων

Κατά την διενέργεια της εκσκαφής των υπόγειων δεξαμενών αποθήκευσης καθίσταται απαραίτητη η μελέτη ευστάθειας δεδομένων των χαρακτηριστικών του πετρώματος και γενικότερα των υδραυλικών και μηχανικών χαρακτηριστικών της βραχώμαζας. Η εν λόγω μελέτη αποσκοπεί στην εύρεση των καταλληλότερων για την ευστάθεια του έργου μέτρων υποστήριξης . Όπως προαναφέρθηκε σημαντική είναι η αρχή της αποθήκευσης και ο υδραυλικός περιορισμός των δεξαμενών γι' αυτό θα χαρακτηρίζαμε αναγκαία τη κατασκευή των κουρτινών νερού, παρόλα αυτά η εν λόγω εργασία σταματά στην εκσκαφή και υποστήριξη των δεξαμενών. Επομένως θα λέγαμε ότι κατά την εκσκαφή των δεξαμενών τα πρώτα δύο μέτρα υποστήριξης τα οποία θεωρούνται ως δημοφιλέστερα στη χρήση τους , είναι το σύστημα αγκύρωσης των θαλάμων καθώς και η κατάλληλη επένδυση τους. Το εκσκαμμένο κοίλο είναι σύνηθες να υποστηρίζεται από συνδυασμό κοχλίωσης ,συρματόσκοινων και εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ωστόσο στις δοκιμές που διεξάχθηκαν δεν χρησιμοποιήθηκαν συρματόσκοινα και έγινε προσπάθεια αξιολόγησης της εκσκαφής μόνο με αγκύρια και οπλισμένο σκυρόδεμα για υποστήριξη . Το ποσό της απαιτούμενης υποστήριξης καθορίζεται με τη σύγκριση των αποτελεσμάτων της γεωλογικής χαρτογράφησης που θα πραγματοποιηθεί στο μέτωπο της σήραγγας

καθώς και με εμπειρικές μεθόδους ,όπως αυτή του νομογραφήματος Q, που αποκτήθηκε ύστερα από μελέτες παρόμοιων έργων.

5.1.1.Σύστημα αγκυρώσεων

Υιοθετείται συνήθως ένα τυχαίο μοτίβο κοχλίωσης στις περιοχές όπου η εκσκαφείσα βραχώμαζα παρουσιάζει καλή ποιότητα, ενώ χρησιμοποιείται συστηματικό μοτίβο κοχλίωσης για την περιοχή όπου η βραχώμαζα είναι κακής ποιότητας(Wang et al., 2015).Όσον αφορά τις προδιαγραφές των ήλων που χρησιμοποιήθηκαν ώστε να βγουν τα παραπάνω συμπεράσματα περιγράφονται στον παρακάτω πίνακα. Επιλέχθηκαν οι ήλοι με σπείρωμα G25 ,δηλαδή διάμετρο 25mm.

Πίνακας 6. 1: «Πίνακας τιμών χαρακτηριστικών κοχλίωσης ,όπως αυτά δίδονται από τη βιομηχανία.(ELEBAR)»

standard grade			G20/S	G25/S	G28/S	G32/S	G40/S	G50/S	G57/S	G63.5/S
			G20	G25	G28	G32	G40	G50	G57	G63.5
Σπείρωμα Thread			G20	G25	G28	G32	G40	G50	G57	G63.5
Φορά σπειρώματος Thread direction			αριστερόστροφο left hand				δεξιόστροφο right hand			
Όνομαστική διάμετρος Nominal diameter	D	mm	20	25	28	32	40	50	57,5	63.5
Μέγιστη διάμετρος Max diameter	D_{max}	mm	23	29	32	36	45	56	63	70
Όνομαστική διατομή Nominal cross-section	A	mm ²	314	491	616	804	1.256	1.963	2.600	3.167
Όνομαστικό βάρος Nominal weight		kg/m	2,52	3,88	4,85	6,33	9,91	15,41	20,40	24,90
Όριο διαρροής Yield strength	f_{yk}	N/mm ² (MPa)	500						550	
Εφελκυστική αντοχή Tensile strength	f_{tk}	N/mm ² (MPa)	550						700	
Επιμήκυνση Elongation		%	> 10						> 7	
Τυπικό φορτίο διαρροής Typical yield load	$F_{0,2k}$	kN	160	245	310	405	630	980	1.440	1.760
Τυπικό φορτίο θραύσεως σε εφελκυσμό Minimum fracture load	F_{tk}	kN	175	270	340	440	690	1.080	1.820	2.215

Επιπροσθέτως το μήκος του κοχλία L_b μπορεί να εκτιμηθεί ως προς το πλάτος εκκαφής B ή το ύψος H για τοίχους με την ακόλουθη εξίσωση που προτάθηκε από τους (Barton et al., 1974):

$$L_b = 2 + (0,15B/ESR)$$

ή

$$L_b = 2 + (0,15H/ESR)$$

Ανάλογα με τη περίπτωση και σύμφωνα με τους μαθηματικούς τύπους που αναφέρθηκαν για τον υπολογισμό του μήκους των αγκυριών διαμορφώθηκαν οι παρακάτω τιμές. Παρόλα αυτά όπως είναι λογικό υπήρξε στρογγυλοποίηση των τιμών για πρακτικούς λόγους.

Πίνακας 5. 5:Μήκη των αγκυρίων στη στέψη και στους τοίχους του θαλάμου

Διατομές	Μήκος αγκυρίων στέψης (m)	Μήκος αγκυρίων παρειών(m)
15X30	3.875	5.75
18X30	4.25	5.75
20X30	4.5	5.75
25X30	5.125	5.75
20X25	4.5	5.125
20X27	4.5	5.375

5.2.Επένδυση Σκυροδέματος

Γενικά, το τμήμα των δεξαμενών αποθήκευσης που έχει ανασκαφεί στηρίζεται πριν το μέτωπο απομακρυνθεί κατά 50 m από το τμήμα αυτό. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα παράγεται στο εργοστάσιο παραγωγής παρτίδων χρησιμοποιώντας τσιμέντο Πόρτλαντ, αδρανή, πρόσμικτα και νερό και εφαρμόζεται στην επιφάνεια εκσκαφής με τη χρήση μηχανημάτων ψεκασμού (Wang et al., 2015). Για την εγκατάσταση του οπλισμού ,ράβδοι μήκους 3 έως 7 m, 25mm σε διάμετρο, εισάγονται στην προδιανοιγμένη οπή που είναι γεμισμένη με τσιμεντόπαστα και πρόσθετα πρόσμικτα ταχείας πήξης και διαστολής. Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του τσιμέντου που επιλέχθηκε και χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα μοντέλα παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5. 6: «Χαρακτηριστικά επιλεγμένου σκυροδέματος (EurocodeApplied.com)»

Χαρακτηριστικά Σκυροδέματος	
Τύπος Σκυροδέματος	C30/37
Πυκνότητα	2500 kg/m ³
Ειδικό βάρος γ	25 kN/m ³
Συμπεριφορά	Ελαστική
Λόγος Poisson	0,2
Μέτρο ελαστικότητας	32837 MPa
Μέση Αντοχή σε εφελκυσμό	2,90 MPa
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη	30 MPa

5.2.1.Συστήματα ταξινόμησης

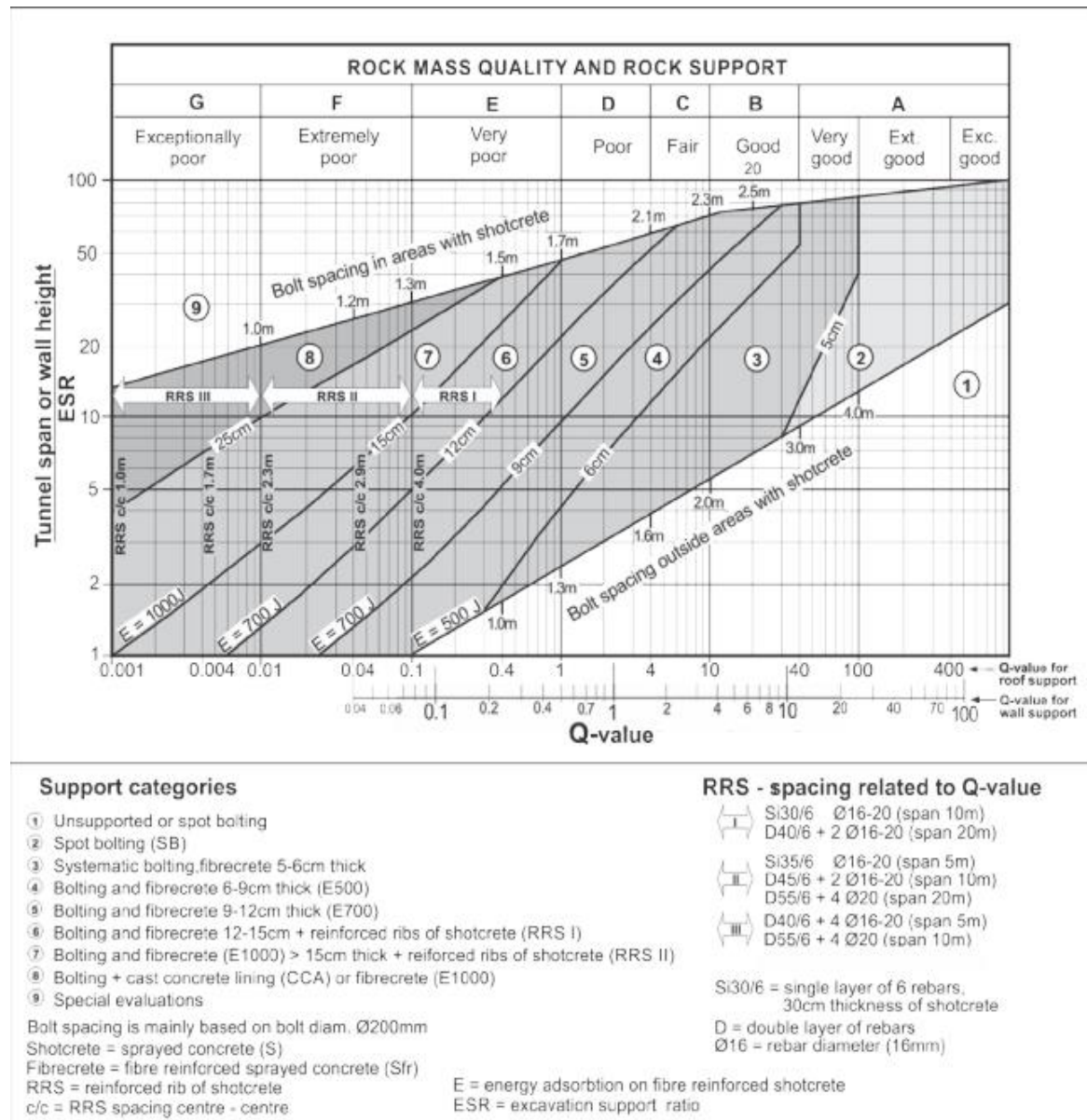
1. **GSI:**Ο Δείκτης Γεωλογικής Αντοχής (GSI), που αναπτύχθηκε από τους (Hoek et al., 2013), βασίζεται στο βαθμό διατάραξης του πετρώματος καθώς και την τραχύτητα και τις ιδιότητες των ασυνεχειών . Οι τιμές του GSI μπορούν να εκτιμηθούν με βάση τη γεωλογική περιγραφή της βραχώμαζας και δεν είναι αναγκαία η πρόσβαση στη βραχομάζα μέσω σήραγγων. Το σύστημα GSI

επικεντρώνεται στην περιγραφή δύο παραγόντων, της δομής του πετρώματος και των συνθηκών της επιφάνειας του τεμαχίου(Cai et al., 2007).

2. **RMR:** Τα συστήματα ταξινόμησης βραχώμαζας χρησιμοποιούνται συνήθως για την αξιολόγηση της ποιότητας των βραχώμαζας για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό της υποστήριξης και για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της βραχώμαζας. Για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό θαλάμου πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο συστήματα ταξινόμησης. Στην παρούσα μελέτη, χρησιμοποιήθηκαν τα πιο ευρέως χρησιμοποιούμενα συστήματα ταξινόμησης βραχώμαζας, συμπεριλαμβανομένων των RMR, Q και GSI(Liu et al., 2018). Με βάση τη βαθμολογία RMR, η βραχώμαζα ταξινομείται σε πέντε κατηγορίες: πολύ καλή (100-81), καλή (80-61), μέτρια (60-41), κακή (4-21) και πολύ κακή (<20) (Liu et al., 2018).
3. **Q:** Το σύστημα Q αναπτύχθηκε στο Νορβηγικό Γεωτεχνικό Ινστιτούτο (NGI) από τους Barton et al. (1974) με βάση περίπου 200 περιπτώσεις σηράγγων και θαλάμων. Το σύστημα Q επικαιροποιήθηκε επανειλημμένα και σήμερα βασίζεται σε 1260 περιπτώσεις(Liu et al., 2018).

5.2.1.1.Το νομογράφημα Q (Rock Mass Quality)

Η σημασία του νομογραφήματος Q είναι ιδιαίτερα μεγάλη για την διεξαγωγή τη μελέτης πριν την οριστική εγκατάσταση των κατάλληλων μέτρων υποστήριξης. Μέσω του συγκεκριμένου εμπειρικού τρόπου είναι δυνατόν να προσεγγιστούν σε ένα ικανοποιητικό βαθμό τα καταλληλότερα μέτρα υποστήριξης του εκάστοτε έργου. Βέβαια υπάρχει ένα περιθώριο βελτίωσης των αποτελεσμάτων , καθώς, η εν λόγω μέθοδος ως εμπειρική ίσως δεν αποφέρει τα βέλτιστα αποτελέσματα εξ αρχής. Προκειμένου λοιπόν να προχωρήσει κανείς στη χρήση αυτής της μεθόδου είναι κατανοητό ότι χρειάζεται την τιμή της παραμέτρου Q, καθώς και άλλες πληροφορίες όπως τις πιθανές διατομές του έργου ,την ποιότητα βραχώμαζας του και άλλα υδρογεωλογικά χαρακτηριστικά ,τα οποία ,όπως προαναφέρθηκε, θα είναι αποτελέσματα προηγούμενων μελετών.



Διάγραμμα 6. 1: Διάγραμμα μέτρων υποστήριξης σύμφωνα με το νομογράφημα Q

(NGI, 2015)

Στον κατακόρυφο άξονα του παραπάνω διαγράμματος όπως φαίνεται απεικονίζεται η τιμή De , η οποία συσχετίζεται με το πλάτος του θαλάμου και του λόγου υποστήριξης της εκσκαφής και εκφράζεται μέσω του τύπου:

$$De = \frac{Dt}{ESR}$$

Γίνεται επομένως αντιληπτό ότι η τιμή Q και η ισοδύναμη διάσταση θα είναι καθοριστικές για το σχεδιασμό της μόνιμης στήριξης. Στο διάγραμμα μέτρων υποστήριξης οι τιμές Q απεικονίζονται κατά μήκος του οριζόντιου άξονα και η

ισοδύναμη διάσταση κατά μήκος του κατακόρυφου άξονα στην αριστερή πλευρά. Το διάγραμμα μέτρων υποστήριξης δίνει το μέσο όρο των εμπειρικών δεδομένων από εξεταζόμενες περιπτώσεις, από περιπτώσεις όπου αστοχία ολική ή με συνέβη κατά τη διάρκεια της κατασκευής μέχρι και χρόνια αργότερα, όταν τα έργα ήταν σε λειτουργία. Για έναν δεδομένο συνδυασμό τιμής Q και ισοδύναμης διάστασης το διάγραμμα υποστήριξης έχει χωριστεί σε περιοχές ανάλογα με τον τύπο υποστήριξης που προτείνεται. Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι το διάγραμμα δεν χωρίζεται σε συγκεκριμένες κατηγορίες υποστήριξης, αλλά παρουσιάζεται ως συνεχής κλίμακα τόσο για την απόσταση των κοχλιών όσο και για το πάχος του ψεκασμένου σκυροδέματος. Το διάγραμμα μέτρων υποστήριξης υποδεικνύει τον τύπο υποστήριξης που χρησιμοποιείται όσον αφορά την απόσταση μεταξύ των κέντρων των κοχλιών και το πάχος του ψεκασμένου σκυροδέματος. Εκτός τούτων υποδεικνύει επίσης την ενέργεια που απορροφά το ινοπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς και το μήκος του κοχλίου και το σχεδιασμό του ενισχυμένων νευρώσεων του ψεκασμένου σκυροδέματος. Παρόλα αυτά όπως προαναφέρθηκε ίσως καταστεί απαραίτητη η περαιτέρω διερεύνηση για βελτιώσεις (NGI, 2015).

Πρωταρχική εξίσωση που βοηθά στην διερεύνηση για την εύρεση της τιμής της μεταβλητής Q αποτελεί η παρακάτω:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

(An et al., 2021)

,όπου RQD είναι ο δείκτης ποιότητας πετρώματος, ο λόγος RQD/J_n εξετάζει το μέγεθος των τεμαχών που δομούν τη βραχώμαζα, ο J_r εξετάζει την τραχύτητα των επιφανειών, ο J_a εξετάζει τον βαθμό αποσάθρωσης στις επιφάνειες των ασυνεχειών, J_w είναι ο συντελεστής επιρροής των υπόγειων υδάτων και ο SRF είναι ο συντελεστής μείωσης των τάσεων.

Παρόλα αυτά ο παραπάνω τύπος απαιτεί πολλές πληροφορίες για την εκσκαφή και σε μια πρώτη πειραματική ανάλυση του έργου θα ήταν πιο συνετό να χρησιμοποιηθούν οι μαθηματική τύποι :

$$GSI = 9 \ln Q' + 44$$

(An et al., 2021)

και

$$GSI = RMR-5$$

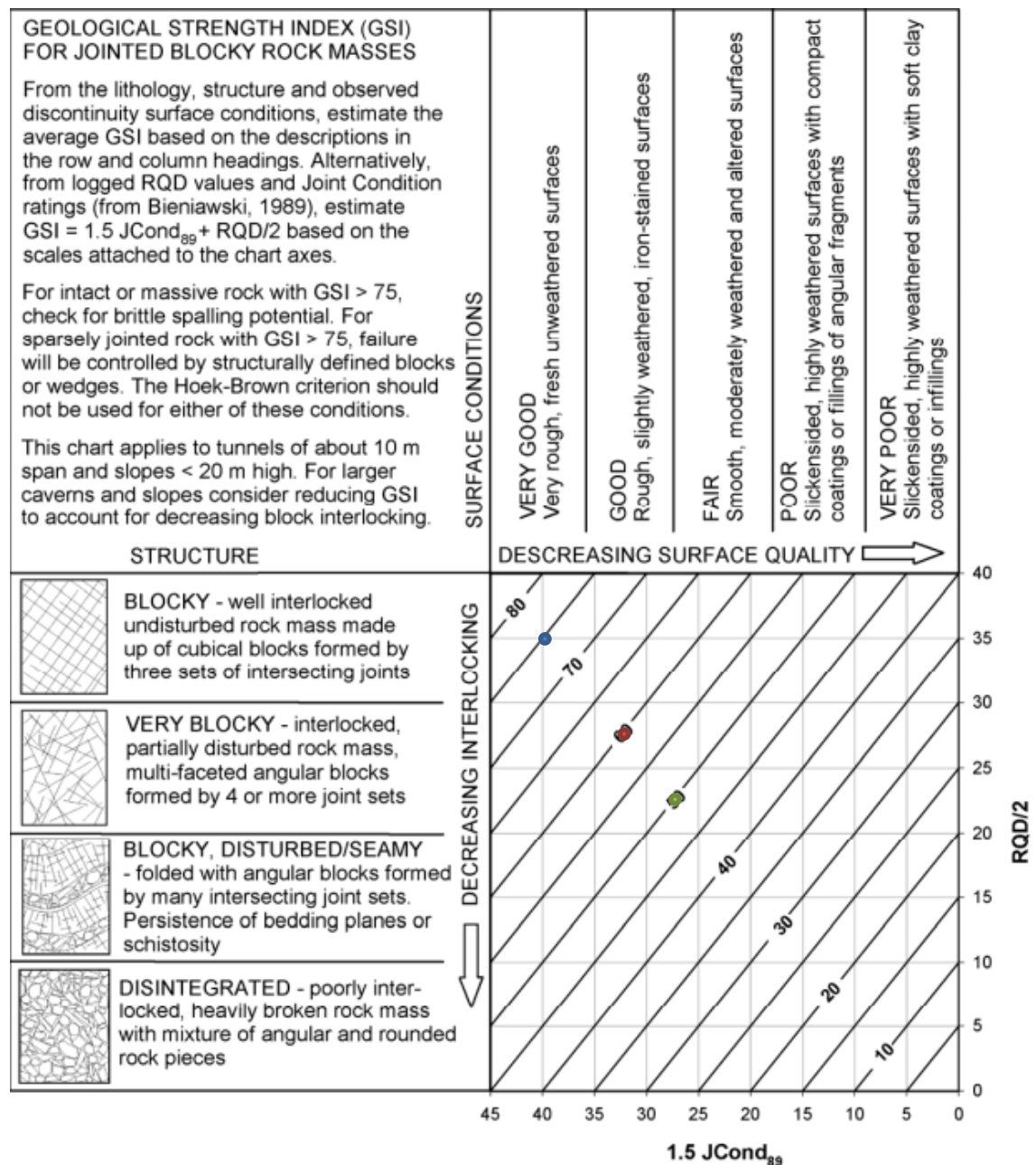
(Ceballos et al., 2014)

Για τη χρήση τους απαιτείται η γνώση του GSI (Geotechnical Strength Index) που όπως είναι σαφές θα είναι δεδομένη πληροφορία ύστερα από τις γεωλογικές μελέτες που θα πραγματοποιηθούν. Όσον αφορά τη προέλευση και την εγκυρότητα των τύπων είναι αποτέλεσμα μελετών διαφορετικών έργων, στα οποία αποδείχθηκε η συσχέτιση των δεικτών GSI και RMR. Ύστερα από υπολογισμούς προκύπτουν επομένως οι τιμές του Q για την εκάστοτε περίπτωση που τίθεται υπό εξέταση, και σε δεύτερο χρόνο καθορίζονται τα καταλληλότερα μέσα υποστήριξης σύμφωνα με το διάγραμμα Q.

5.2.1.2.GSI and Residual strength parameter

Για την σωστή μοντελοποίηση του έργου ακόμα μια σημαντική παράμετρος που πρέπει να ληφθεί υπόψιν αποτελεί και η Residual Strength δηλαδή η εναπομένουσα αντοχή της βραχώμαζας μετά τη φόρτιση που συμβαίνει λόγω της μεγάλης αύξησης των τάσεων μετά την εκσκαφή.

Το σύστημα GSI επικεντρώνεται σε δύο παράγοντες οι οποίοι είναι η δομή του πετρώματος και οι συνθήκες της επιφάνειας του. Οι κατευθυντήριες γραμμές που δίνει το σύστημα GSI αφορούν την εκτίμηση των παραμέτρων μέγιστης αντοχής των διαταραγμένων βραχομαζών (Cai et al., 2007).

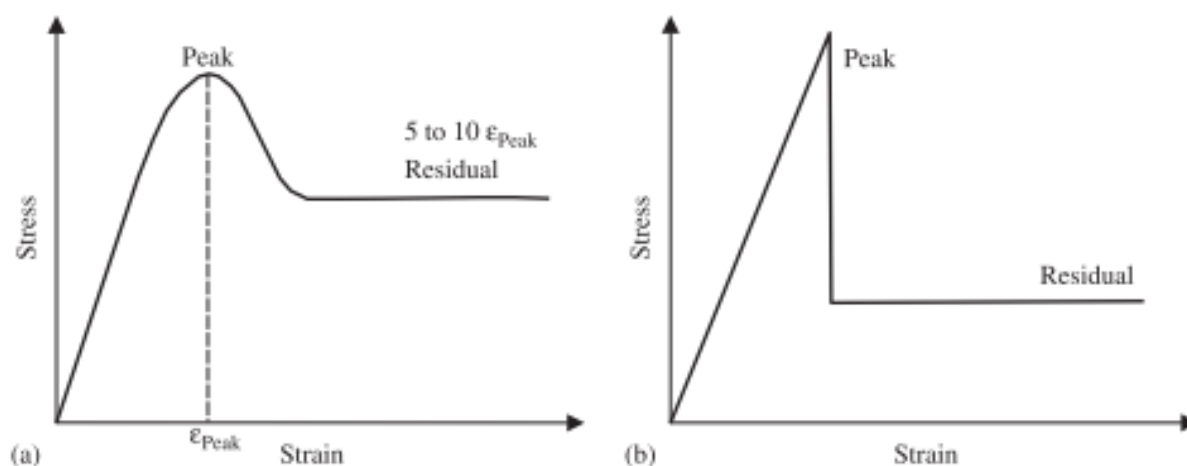


Εικόνα 5. 1: GSI ,όπως δημιουργήθηκε από Hoek και Μαρίνο(2000)(Hoek et al., 2013)

Γενικά, οι βραχώμαζες, εκτός αν είναι ιδιαίτερα διαταραγμένες, παρουσιάζουν συμπεριφορά παραμόρφωσης μετά την εκσκαφή. Ως παραμόρφωση νοείται η σταδιακή απώλεια της φέρουσας ικανότητας ενός υλικού. Στα σκληρά πετρώματα, η αντοχή ύστερα από φόρτιση της βραχώμαζας απομειώνεται, το πέτρωμα γίνεται όλο και πιο δύσκαμπτο μέχρι τελικά να φτάσει στη χαμηλότερη τιμή της. Η μέγιστη αντοχή άρρηκτου πετρώματος και η παραμένουσα αντοχή είναι αντίστοιχα η μέγιστη και η ελάχιστη τάση μιας βραχώμαζας που μπορεί να διατηρηθεί υπό δεδομένη συνθήκες. Η παραμένουσα αντοχή επιτυγχάνεται γενικά μόνο μετά από σημαντική πλαστική παραμόρφωση. Υπάρχουν ορισμένες κατευθυντήριες γραμμές για την

εκτίμηση της παραμένουσας αντοχής της βραχόμαζας, οι οποίες κατά την εφαρμογή δύναται να έχουν σημαντικές ασυνέπειες στις τιμές της παραμένουσας αντοχής που προκύπτουν. Ως εκ τούτου, αναπτύχθηκε και δοκιμάστηκε μια νέα μέθοδος για την επέκταση του συστήματος GSI για την εκτίμηση της παραμένουσας αντοχής της βραχόμαζας (Cai et al., 2007).

Κατά μια εκδοχή η παραμένουσα αντοχή ορίζεται από την σταθερή πορεία ,όπως φαίνεται και στο παρακάτω διάγραμμα, μετά την κορυφή της καμπύλης που συμβολίζει τη μέγιστη τιμή της αντοχής του πετρώματος. Το εύρος των παραμορφώσεων είναι περίπου 5-10 φορές την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην μέγιστη αντοχή . Αυτό το επίπεδο φέρουσας ικανότητας αναφέρεται συνήθως ως "παραμένουσα αντοχή" στις περισσότερες εφαρμογές μεταλλευτικής μηχανικής. Εάν η καταπόνηση επιτραπεί να συνεχιστεί, τότε, η αντοχή μπορεί να μειωθεί περαιτέρω και τελικά να φτάσει σε χαμηλότερη αντοχή(Cai et al., 2007).

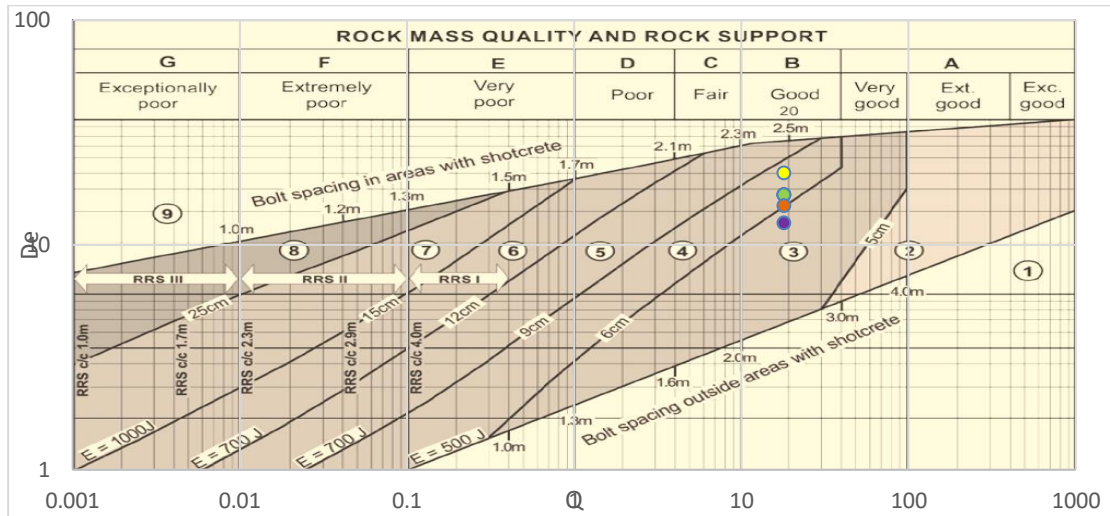


Διάγραμμα 5. 1: Σχέση παραμόρφωσης και υπολειπόμενης αντοχής (Cai et al., 2007).

Κατά μια άλλη εκδοχή και μελέτη η τιμή του υπολειπόμενου GSI ισούται με περίπου το 36% της μέγιστης τιμής GSI. Αυτή η εμπειρική σχέση μπορεί να υποεκτιμά τις παραμένουσες τιμές GSI για βραχομάζες κακής ποιότητας και ταυτόχρονα μπορεί να τις υπερεκτιμά για πολύ καλής ποιότητας βραχόμαζες,

5.1.3.Αξιολόγηση υποστήριξης με βάση το GSI

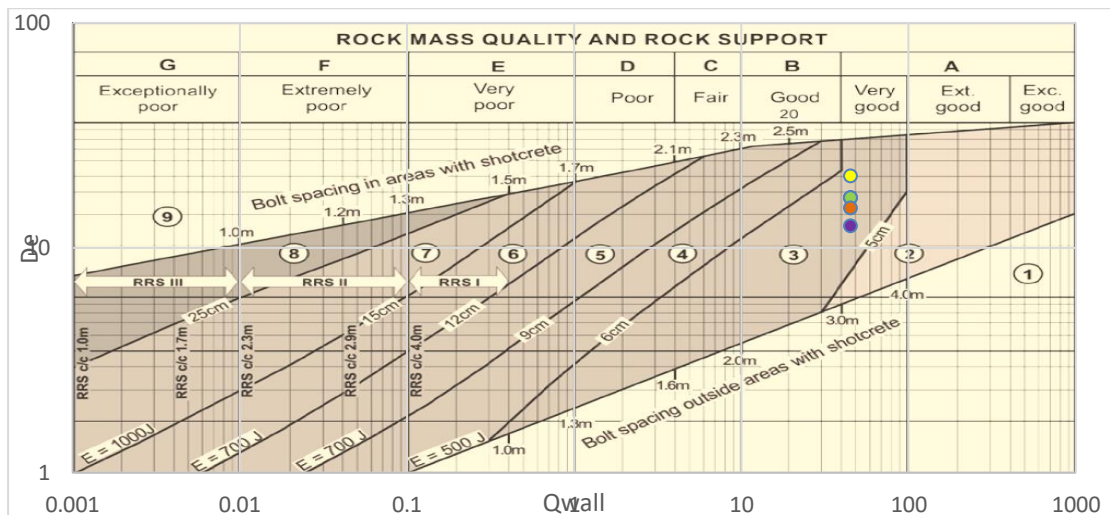
5.1.3.1.ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΓΙΑ GSI 75







Διατομές δεξαμενών	Χρώμα
15X30 m	■
18X30 m	■
25X30 m	■
20X27 m	■
20X25 m	■
20X30 m	■

Διάγραμμα 5. 2: Διάγραμμα Qγια την επιλογή μέτρων υποστήριξης για την περίπτωση των διατομών σε βραχώμαζα GSI75

Στο παραπάνω διάγραμμα φαίνονται ύστερα από υπολογισμούς με χρωματιστές κουκίδες οι θέσεις των αντιστοιχών διατομών όπως φαίνεται στο υπόμνημα. Όπως παρατηρείται εύκολα όλες οι διατομές αντιστοιχούν σε αγκύρια με βήμα αγκύρωσης τα 2.5m. Παρόλα αυτά η κατάταξη τους σε διαφορετικές βαθμίδες είναι και αυτή που καθορίζει τελικά τα διαφορετικά μέτρα υποστήριξης, τα οποία αναλύονται στον Πίνακα 5. 7.



Διατομές δεξαμενών	Χρώμα
15X30 m	
18X30 m	
25X30 m	
20X27 m	
20X25 m	
20X30 m	

Διάγραμμα 5. 3: Διάγραμμα Qwall για την επιλογή μέτρων υποστήριξης σε βραχώμαζα GSI75

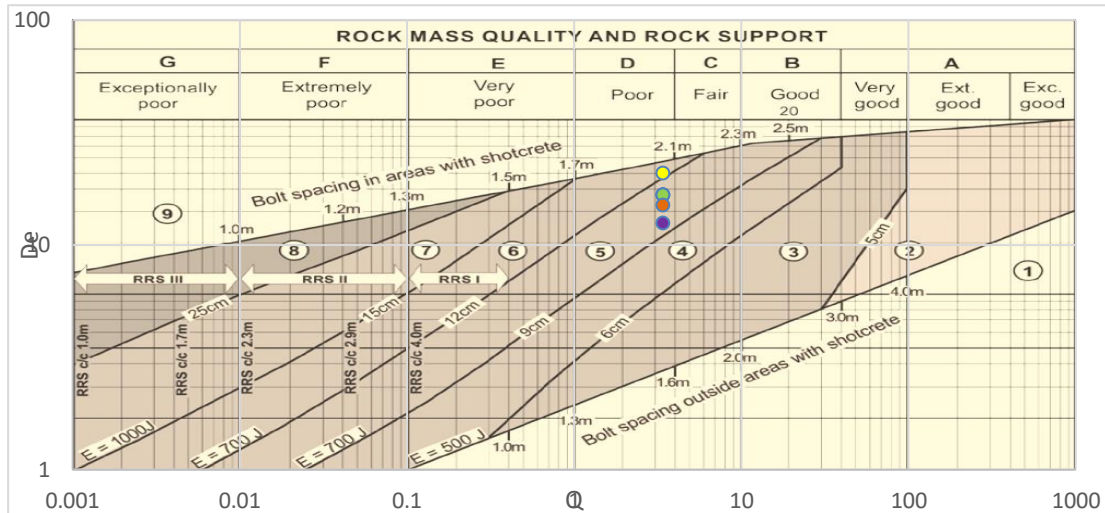
Ομοίως και εδώ φαίνεται ότι όλα τα μοντέλα θα έχουν βήμα αγκύρωσης γύρω στα 3m . Στην εν λόγω περίπτωση βέβαια παρατηρείται επίσης ότι όλες οι περιπτώσεις είναι στην βαθμίδα 3, άρα θα έχουν και παρόμοια μέτρα υποστήριξης, τα οποία αναλύονται στο **Πίνακας 5. 7.**

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται αναλυτικά τα μέτρα υποστήριξης που επιλέχθηκαν για τη κάθε κατασκευή.

Πίνακας 5. 7: «Μέτρα υποστήριξης των διατομών σύμφωνα με την εμπειρική μέθοδο του νομογραφήματος Q»

	Βήμα αγκύρωσης στέψης	Μέτρα Υποστήριξης στέψης	Βήμα αγκύρωσης παρειάς	Μέτρα υποστήριξης παρειάς
20x30 gsi75	2.5m	Αγκύρια 4.5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 7cm	3m	Αραιή αγκύρωση
15x30 gsi75	2.5m	Αγκύρια 4m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6cm	3m	Αραιή αγκύρωση
18x30 gsi75	2.5m	Αγκύρια 4.25m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 7cm	3m	Αραιή αγκύρωση
25x30 gsi75	2.5m	Αγκύρια 5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 9cm	3m	Αραιή αγκύρωση
20x27 gsi75	2.5m	Αγκύρια 4.5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 7cm	3m	Αραιή αγκύρωση
20x25 gsi75	2.5m	Αγκύρια 4.5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 7cm	3m	Αραιή αγκύρωση

5.1.3.2. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΓΙΑ GSI 60



Διατομές δεξαμενών	Χρώμα
15X30 m	Πορτοκάλι
18X30 m	Κόκκινο
25X30 m	Κίτρινο
20X27 m	Λαμπύρο
20X25 m	Λαμπύρο
20X30 m	Λαμπύρο

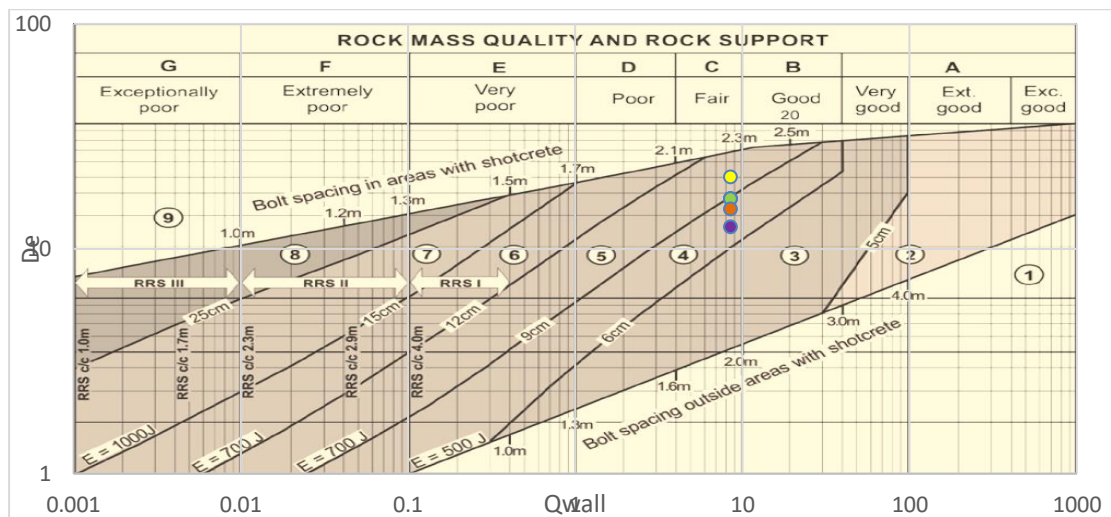
Διάγραμμα 5. 4: Διάγραμμα Qγια την επιλογή μέτρων υποστήριξης σε βραχώμαζα GSI60

Στην εν λόγω περίπτωση οι διατομές αγκυρώνονται με βήμα τα 1.9m. Όλες οι διατομές εκτός της 25X30 m είναι στη βαθμίδα 5. Θα επιβληθούν στις δεξαμενές λόγω της κατώτερης ποιότητας του πετρώματος εντονότερα μέτρα υποστήριξης όπως είναι λογικό και φαίνεται και στο

Gsi 60	Βήμα αγκύρωσεων στέψης	Μέτρα υποστήριξης στέψης	Βήμα αγκύρωσης παρειών	Μέτρα υποστήριξης παρειών
20x30	1.9 m	Αγκύρια 4.5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 11cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6cm
20x27	1.9 m	Αγκύρια 4m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 11cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6 cm
20x25	1.9 m	Αγκύρια 4.25m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 11cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6 cm

15x30	1.9 m	Αγκύρια 5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 9 cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 5cm
18x30	1.9 m	Αγκύρια 4.5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 10 cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6 cm
25x30	1.9 m	Αγκύρια 4.5m και οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 12 cm (rebarsφ16)	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 7cm

Πίνακας 5. 8.



Διατομές δεξαμενών	Χρώμα
15X30 m	■
18X30 m	■
25X30 m	■
20X27 m	■
20X25 m	■
20X30 m	■

Διάγραμμα 5. 5: Διάγραμμα Q_{wall} για την επιλογή μέτρων υποστήριξης για την περίπτωση των διατομών σε βραχώμαζα GSI60

Η κατάσταση στις παρειές είναι σαφώς καλύτερη από αυτή στη στέψη, καθώς οι παρειές δέχονται λιγότερη φόρτιση εν γένει. Οι δεξαμενές όπως φαίνεται και στο

Gsi 60	Βήμα αγκύρωσεων στέψης	Μέτρα υποστήριξης στέψης	Βήμα αγκύρωσης παρειών	Μέτρα υποστήριξης παρειών
--------	------------------------------	--------------------------------	------------------------------	---------------------------------

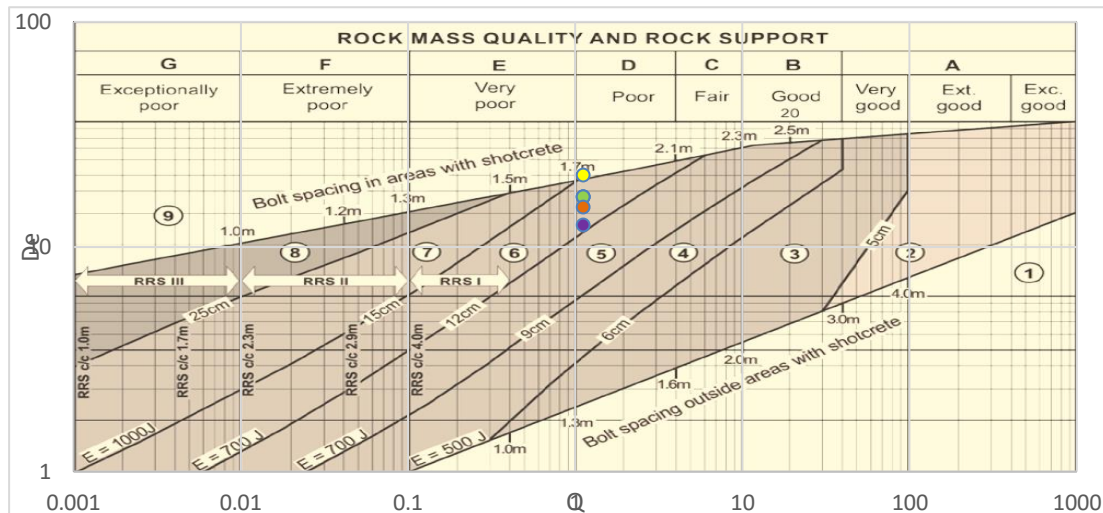
20x30	1.9 m	Αγκύρια 4.5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 11cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6cm
20x27	1.9 m	Αγκύρια 4m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 11cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6 cm
20x25	1.9 m	Αγκύρια 4.25m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 11cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6 cm
15x30	1.9 m	Αγκύρια 5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 9 cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 5cm
18x30	1.9 m	Αγκύρια 4.5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 10 cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6 cm
25x30	1.9 m	Αγκύρια 4.5m και οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 12 cm (rebarsφ16)	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 7cm

Πίνακας 5. 8 αγκυρώνονται με βήμα τα 2.2m και επενδύονται με ινοπλισμένο σκυρόδεμα.

Πίνακας 5. 8: «Μέτρα Υποστήριξης που επιλέθηκαν για GSI 60 σύμφωνα με το νομογράφημα Q»

Gsi 60	Βήμα αγκύρωσεων στέψης	Μέτρα υποστήριξης στέψης	Βήμα αγκύρωσης παρειών	Μέτρα υποστήριξης παρειών
20x30	1.9 m	Αγκύρια 4.5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 11cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6cm
20x27	1.9 m	Αγκύρια 4m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 11cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6 cm
20x25	1.9 m	Αγκύρια 4.25m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 11cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6 cm
15x30	1.9 m	Αγκύρια 5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 9 cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 5cm
18x30	1.9 m	Αγκύρια 4.5m και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 10 cm	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 6 cm
25x30	1.9 m	Αγκύρια 4.5m και οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 12 cm (rebarsφ16)	2.2 m	Αγκύρια και ινοπλισμένο σκυρόδεμα 7cm

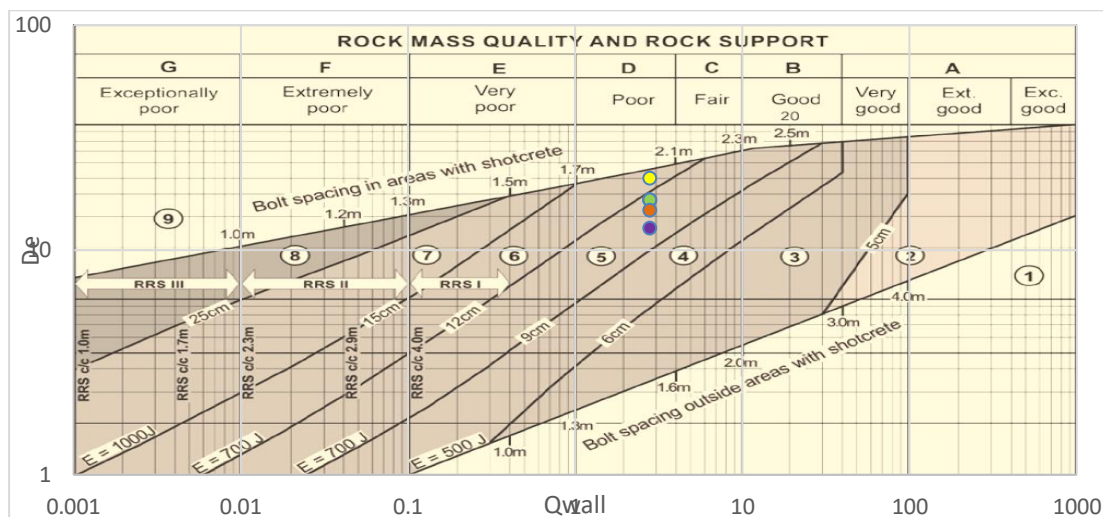
5.1.3.3.ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΓΙΑ GSI 50








Διατομές δεξαμενών	Χρώμα
15X30 m	■
18X30 m	■
25X30 m	■
20X27 m	■
20X25 m	■
20X30 m	■

Διάγραμμα 5. 6: Διάγραμμα Q για την επιλογή μέτρων υποστήριξης για την περίπτωση των διατομών σε βραχώμαζα GSI50

Για GSI 50 το βήμα ακύρωσης μειώνεται στα 1.5m και όλα τα μοντέλα εκτός του 25X30m υποστηρίζονται με εκτοξευμένο σπλισμένο σκύροδεμα εκτός των αγκυρίων. Για τη δεξαμενή 25X30 m που εκπίπτει στη κατηγορία 9 η υποστήριξη είναι αρκετά βαριά όπως φαίνεται και στο Πίνακα 5. 9.



Διατομές δεξαμενών	Χρώμα
15X30 m	
18X30 m	
25X30 m	
20X27 m	
20X25 m	
20X30 m	

Διάγραμμα 5. 7: Διάγραμμα Qwall για την επιλογή μέτρων υποστήριξης για την περίπτωση των διατομών σε βραχώμαζα GSI50

Σύμφωνα με το νομογράφημα Q για GSI 50 το βήμα αγκύρωσης και των παρειών μειώνεται στα 2m .Η υποστήριξη γίνεται εντονότερη όπως φαίνεται και στο **Πίνακας 5. 9.** και στις παρειές αυξάνεται το πάχος σκυροδέματος.

Πίνακας 5. 9: « Μέτρα υποστήριξης για την περίπτωση βραχώμαζας GSI50 σύμφωνα με το νομογράφημα Q»

Gsi 50	Πόσταση μεταξύ αγκυρίων (στέψη)	Μέτρα υποστήριξης (στέψη)	Απόσταση μεταξύ αγκυρίων (παρειές)	Μετρα υποστηριξης στις παρειές
20x30	1.7m	Αγκύρια 4,5 m και 14cm οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (rebars16φ)	2m	10cm ινοπλισμένο σκυρόδεμα
20x27	1.7m	Αγκυρια 4m και 14cm οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (rebars 16φ)	2m	10cm ινοπλισμένο σκυρόδεμα
20x25	1.7m	Αγκύρια 4.25 m και 14cm οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (rebars 16φ)	2m	10cm ινοπλισμένο σκυρόδεμα
15x30	1.7m	Αγκύρια 5m και 12cm οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (rebars 16φ)	2m	8cm ινοπλισμένο σκυρόδεμα

18x30	1.7m	Αγκύρια 4,5m και 13cm οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (rebars 16φ)	2m	9cm ινοπλισμένο σκυρόδεμα
25x30	1.7m	Αγκύρια 4,5 m και 20cm οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (rebars 20φ)	2m	11cm ινοπλισμένο σκυρόδεμα

6 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ ΔΕΙΚΤΗ GSI

6.1 Γενικά συμπεράσματα μετά την υποστήριξη με τα παραπάνω μέτρα στην περίπτωση GSI 75

Αφότου πραγματοποιήθηκε η προσομοίωση όρυξης των δεξαμενών αποθήκευσης και η τοποθέτηση των παραπάνω αναφερόμενων μέτρων υποστήριξης για την περίπτωση της βραχώμαζας με δείκτη GSI 75 πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος RS2 αριθμητική ανάλυση όλων των μοντέλων που σχεδιάστηκαν. Τα μεγέθη που δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή ήταν η συνολική μετατόπιση, που υφίστανται οι δεξαμενές καθ' όλη τη διάρκεια της όρυξης, η κάθετη κύρια τάση λόγω φορτίσεων που δέχονται οι δεξαμενές, καθώς και η ανάπτυξη ή μη πλαστικής ζώνης γύρω από της δεξαμενές αποθήκευσης.

Στο παρακάτω πίνακα φαίνονται συνολικά ανά διατομή διερεύνησης οι μέγιστες τιμές τόσο των συνολικών μετατοπίσεων όσο και της κύριας τάσης

Πίνακας 6.1. «Μέγιστες τιμές συνολικών μετατοπίσεων και κύριας τάσης ανά διατομή με δείκτη GSI 75»

Διατομές GSI75	Συνολική Μετατόπιση (cm)	σ_{1max} (MPa)
15X30 (απόστ.30)	0.674	7.97
18X30(απόστ.30)	0.819	11.14
20X30(απόστ.30)	1.08	9.96
25X30(απόστ.30)	2.14	17.02
20X25(απόστ.30)	1.08	13.02
20X27(απόστ.30)	1.08	12.49
20X30(απόστ.25)	1.08	7.93
20X30(απόστ.35)	1.08	7.77
20X30(απόστ.45)	1.07	7.59
20X30(απόστ.60)	1.07	7.61

Τα αποτελέσματα για την μετατόπιση με βάση την υλοποίηση των παραπάνω μέτρων ήταν λογικά της τάξεως των μερικών εκατοστών ή χιλιοστών. Παρατηρώντας τόσο τις τιμές της συνολικής μετατόπισης όσο και αυτές της κάθετης κύριας τάσης το βασικό μοντέλο διερεύνησης 20X30 GSI75, το οποίο ελέγχθηκε με τα παραπάνω μέτρα υποστήριξης για διαφορετικές τιμές αποστάσεων μεταξύ των θαλάμων μέχρι και απόσταση 60m μεταξύ των εκσκαφών(4 διάμετροι), βγήκε το συμπέρασμα ότι η βέλτιστη απόσταση από αυτές που ελέγχθηκαν, είναι γύρω στα 45 m,επομένως λίγο περισσότερο από δύο διαμέτρους. Κάτι τέτοιο οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η απόσταση μεταξύ των θαλάμων συσχετίζεται με την διάμετρο των θαλάμων και μάλιστα γύρω στις δυο διαμέτρους. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η αναλογία είναι

στις 2,25διαμέτρους.Στις εφαρμογές με την διατομή 20Χ30 οι μετακινήσεις ήταν της τάξεως του 1,07-1,08cm , και δεν υπήρχε αστοχία τόσο στην επένδυση όσο και στις αγκυρώσεις. Παρόλα αυτά σημαντική είναι και η συμπεριφορά των θαλάμων με διατομές μικρού πλάτους 15m-18 m ,όπου η μετατόπιση ήταν αμελητέα της τάξεως των μερικών χιλιοστών, ωστόσο το γεγονός της δυνατότητας μεγαλύτερης αποθηκευτικότητας καθιστά τη διατομή 20x30 ιδιαίτερα δελεαστική.

Όσον αφορά την προσομοίωση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης γύρω από τους θαλάμους αποθήκευσης διερευνήθηκε για όλες τις διατομές και σχολιάστηκε όπως παρακάτω.

15Χ30(22.5m)

Δεν έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές.

18Χ30(27m)

Δεν έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές.

25Χ30(37.5m)

Πλαστική ζώνη ελάχιστα στο δάπεδο του 2^{ου} και στην αριστερή παρειά του 3^{ου} θαλάμου.

20Χ25(30m)

Δεν έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές.

20Χ27(30m)

Δεν έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές.

20Χ30(60m)

Δεν έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές.

20X30(45m)

Δεν έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές.

20X30(35m)

Δεν έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές.

20X30(30m)

Δεν έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές.

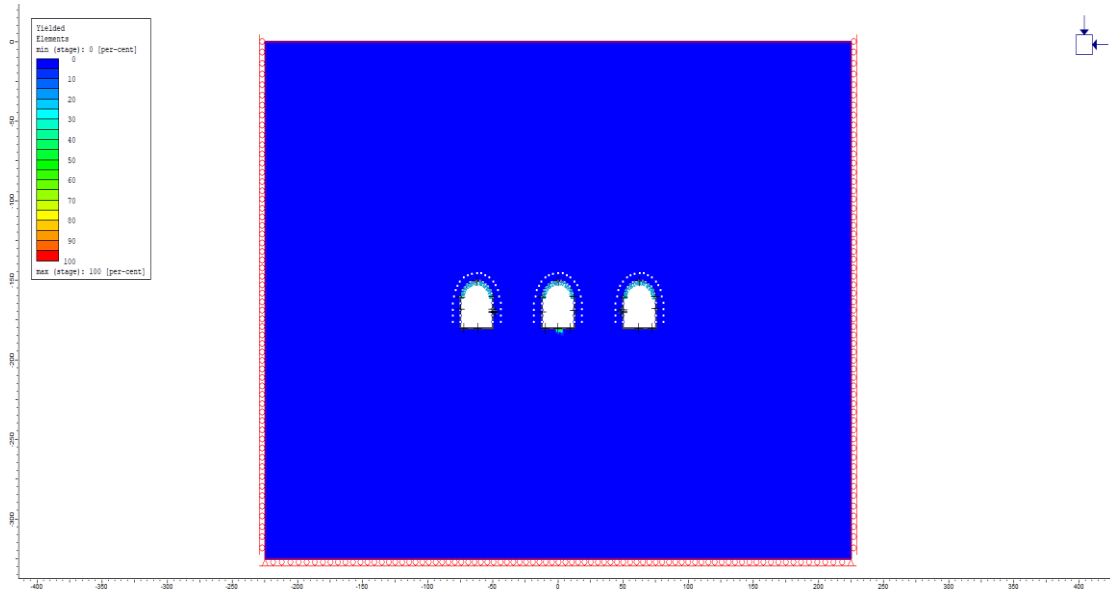
20X30(25m)

Δεν έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές.

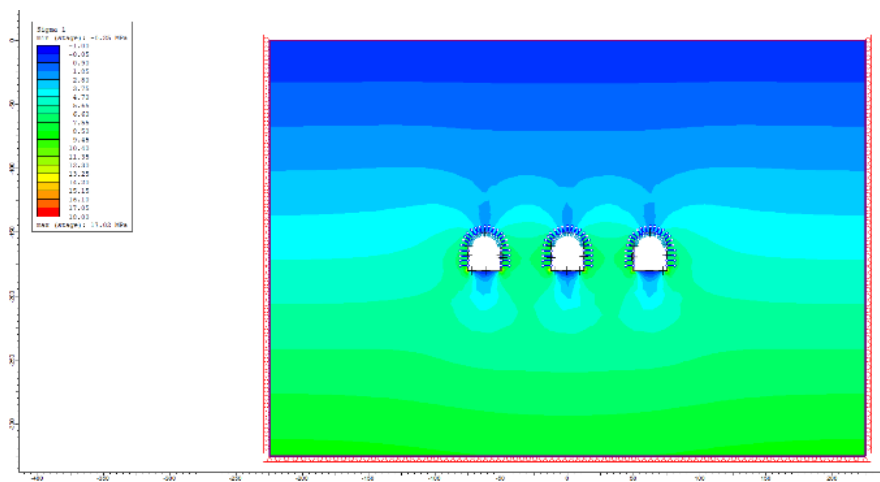
Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα καταλαβαίνουμε ότι λόγω της καλής ποιότητας βραχώμαζας δεν θα υπάρξουν στις διατομές προβλήματα ανάπτυξης πλαστικής ζώνης ,άρα πιθανόν και η υποστήριξη που τοποθετήθηκε στη προσομοίωση να μην είναι τόσο απαραίτητη.

Προσομοίωση διατομής 25X30m (πλάτος X ύψος)

Ελάχιστες επιπτώσεις υπάρχουν μόνο στο μοντέλο με διατομή 25X30,όπου υπάρχει μια μικρή ανάπτυξη πλαστικής ζώνης στην αριστερή παρειά του τρίτου θαλάμου ,καθώς και στο δάπεδο του δευτέρου που όμως είναι αμελητέας επιρροής για την ομαλή διεξαγωγή του έργου. Η συγκεκριμένη απεικόνιση, αν και δύσκολα διακριτή φαίνεται παρακάτω.



Εικόνα 6. 1: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης γύρω από τις δεξαμενές σε διατομή 25X30m (πλάτος X ύψος)



Εικόνα 6. 2: Απεικόνιση κύριων τάσεων

Επιπροσθέτως η διατομή 25X30 παρουσιάζει και την μέγιστη κύρια τάση σε σχέση με τις υπόλοιπες δεξαμενές. Η τιμή της μέγιστης τάσης λόγω καθιζήσεων ανέρχεται 17,02 MPa σε αυτό το μοντέλο στις ακμές των δαπέδων των θαλάμων ,κάτι που όμως έχει να κάνει και με το σφάλμα του σχεδιασμού μέσω του προγράμματος σε αυτά τα σημεία ,καθώς στο πεδίο είναι αδύνατον να τηρηθεί η ορθή γωνία στις άκρες των δαπέδων .Οι τάσεις εδώ είναι κατανομημένες πιο ομαλά στο μοντέλο χωρίς να επιβαρύνεται ακραία μόνο ένα σημείο των θαλάμων.

6.2 Γενικά συμπεράσματα μετά την υποστήριξη με τα παραπάνω μέτρα για την περίπτωση GSI 60

Παρομοίως και στη περίπτωση GSI 60 πραγματοποιήθηκε προσομοίωση πλαστικής ανάλυσης και εξάχθηκαν αποτελέσματα για συνολικές μετατοπίσεις και την μέγιστη κύρια τάση που επιδρά στις δεξαμενές. Εν συνεχεία αξιολογήθηκαν τα μοντέλα και για τις περιπτώσεις ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη περίμετρο τους.

Πίνακας 6. 2: «Μέγιστες τιμές συνολικών μετατοπίσεων και κύριας τάσης για τις διατομές με δείκτη GSI 60»

Διατομές GSI60	Συνολική Μετατόπιση (cm)	σ_1 max(MPa)
15X30 (απόστ.30)	1.06	7.93
18X30(απόστ.30)	1.46	10.38
20X30(απόστ.30)	1.72	8.06
25X30(απόστ.30)	3.53	13.19
20X25(απόστ.30)	1.80	10.82
20X27(απόστ.30)	1.74	12.57
20X30(απόστ.25)	1.74	8.15
20X30(απόστ.35)	1.73	7.85
20X30(απόστ.45)	1.71	7.51
20X30(απόστ.60)	1.68	8.02

Για βραχόμαζα με χαρακτηριστικά χειρότερα από προηγούμενως παρατηρούνται διαφοροποιήσεις στα συμπεράσματα ,οι οποίες όμως δεν καθιστούν τα έργα μη υλοποιήσιμα. Αρχικά παρατηρώντας την συνολική μετατόπιση των έργων μετά από όλα τα στάδια εκσκαφής συμπεραίνεται ότι οι μετατοπίσεις είναι μεταξύ του 1-1,80 cm,εκτός αυτών του μοντέλου 25X30 που κυμαίνεται στα 3,50 cm.Αυτό αποτελεί θετικό δείγμα με την έννοια ότι τα έργα ευσταθούν χωρίς ιδιαίτερες μετακινήσεις. Και στη περίπτωση του GSI 60 ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχει η διατομή 20X30,στην οποία παρατηρήθηκαν και μειωμένες τιμές κύριας τάσης, της τάξεως των 7-8MPa. Καλά αποτελέσματα επέφερε και εδώ το μοντέλο 15X30, παρόλα αυτά για λόγους μεγαλύτερης δυνατότητας αποθήκευσης επιλέγουμε την διατομή 20X30. Επομένως και εδώ ελέγχθηκε σε δεύτερη φάση η επιρροή της απόστασης στο μοντέλο 20X30 για την συσχέτιση της με τη διάμετρο της δεξαμενής. Η καλύτερη περίπτωση και εδώ αποτέλεσε αυτή των 45 m μεταξύ των δεξαμενών ,άρα αυτή των 2,25 διαμέτρων.

15X30(22.5m)

Ελάχιστη ανάπτυξη πλαστικής ζώνης στο δάπεδο των θαλάμων.

18X30(27m)

Πλαστική ζώνη στο δεύτερο και τρίτο θάλαμο στις παρειές και στο πρώτο θάλαμο στη δεξιά πλευρά.

25X30(37.5m)

Πλαστική ζώνη εκτεταμένη γύρω από τους θαλάμους χωρίς όμως να υπερβαίνει τα όρια της υποστήριξης.

20X25(30m)

Πλαστική ζώνη γύρω από όλες τις δεξαμενές.

20X27(30m)

Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης στα δάπεδα των θαλάμων, καθώς και στις παρειές του μεσαίου θαλάμου.

20X30(60m)

Σχεδόν μηδαμινή περιοχή πλαστικής ζώνης.

20X30 (45m)

Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης στις δεξιές παρειές του δεύτερου και τρίτου θαλάμου.

20X30(35m)

Η πλαστική ζώνη είναι εντονότερη στις αριστερές παρειές των θαλάμων.

20X30(30m)

Ελάχιστη ανάπτυξη πλαστικής ζώνης στην δεξιά παρειά του 2ου θαλάμου και στην αριστερή παρειά του 3ου θαλάμου.

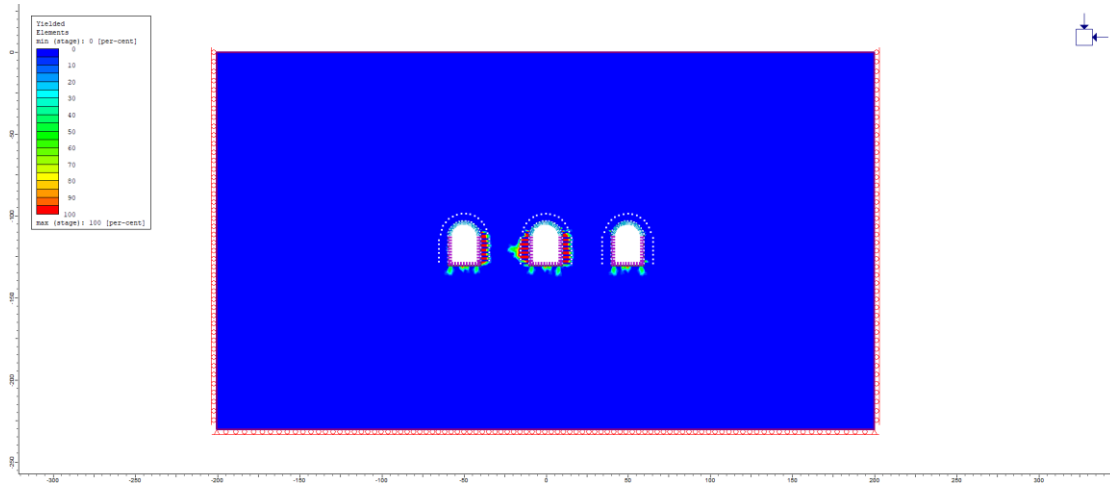
20X30 (25m)

Έντονη πλαστική ζώνη στα αριστερά τοιχώματα των δεξαμενών.

Σε δεύτερο χρόνο από τον έλεγχο των διαφορετικών αποστάσεων των θαλάμων γι' αυτή τη διατομή παρατηρήθηκε στην αριθμητική ανάλυση των έργων, ότι για την διατομή 20X30 τα αποτελέσματα ήταν αρκετά καλά με ανάπτυξη αμελητέας πλαστικής ζώνης, η οποία μάλιστα έφθινε και άλλο όσο αυξανόταν η απόσταση μεταξύ των θαλάμων. Αξίζει να σημειωθεί ότι στο μοντέλο 15X30 δεν προκύπτει ιδιαίτερο πρόβλημα ανάπτυξης πλαστικής ζώνης, για την ακρίβεια η τελευταία περιορίζεται μόνο στο δάπεδο των δεξαμενών. Από την άλλη μεριά το μοντέλο 25X30 έχει σημαντική ανάπτυξη πλαστικής ζώνης γύρω από τους θαλάμους, χωρίς όμως αυτή να υπερβαίνει την αγκύρωση που έχει υποβληθεί. Παρακάτω φαίνεται η προσομοιωτική απεικόνιση των μοντέλων που επιλέχθηκαν ως τα πιο αξιοσημείωτα προς προβολή. Οι περιπτώσεις οι οποίες είναι άξιες σχολιασμού είναι αυτές με διατομές 20X25, 20X27 και 25X30.

Προσομοίωση διατομής 20X25 m (πλάτος x ύψος)

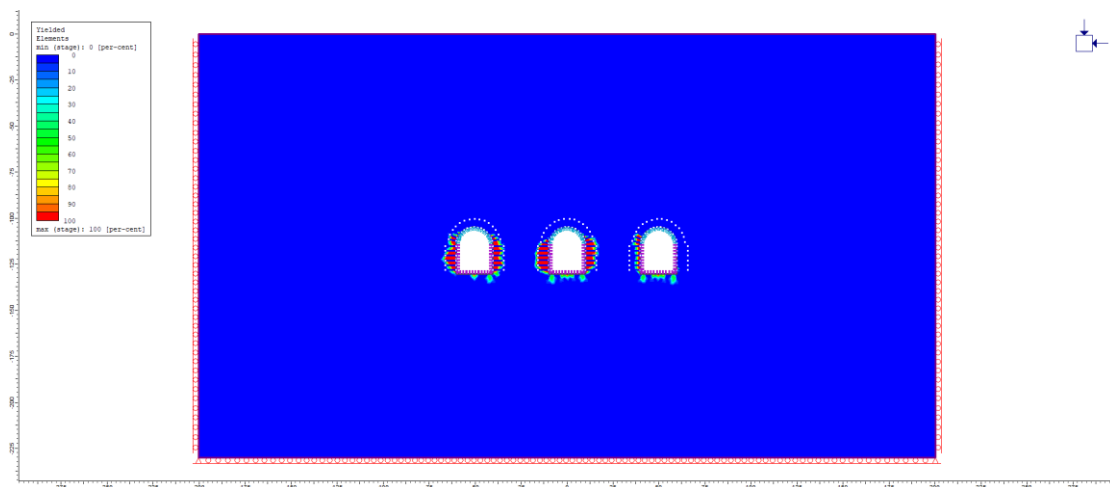
Στην παρακάτω διατομή φαίνεται ότι η πλαστική ζώνη έχει αναπτυχθεί περισσότερο στο 1^ο και 2^ο θάλαμο. Ιδιαίτερο πρόβλημα παρόλα αυτά εντοπίζεται περισσότερο στο μεσαίο θάλαμο, καθώς στις παρειές του η πλαστική ζώνη υπερβαίνει και την υποστήριξη.



Εικόνα 6. 3: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικών ζωνών γύρω από τις δεξαμενές αποθήκευσης με διατομή 20X27m

Προσομοίωση διατομής 20X27 m (πλάτος x ύψος)

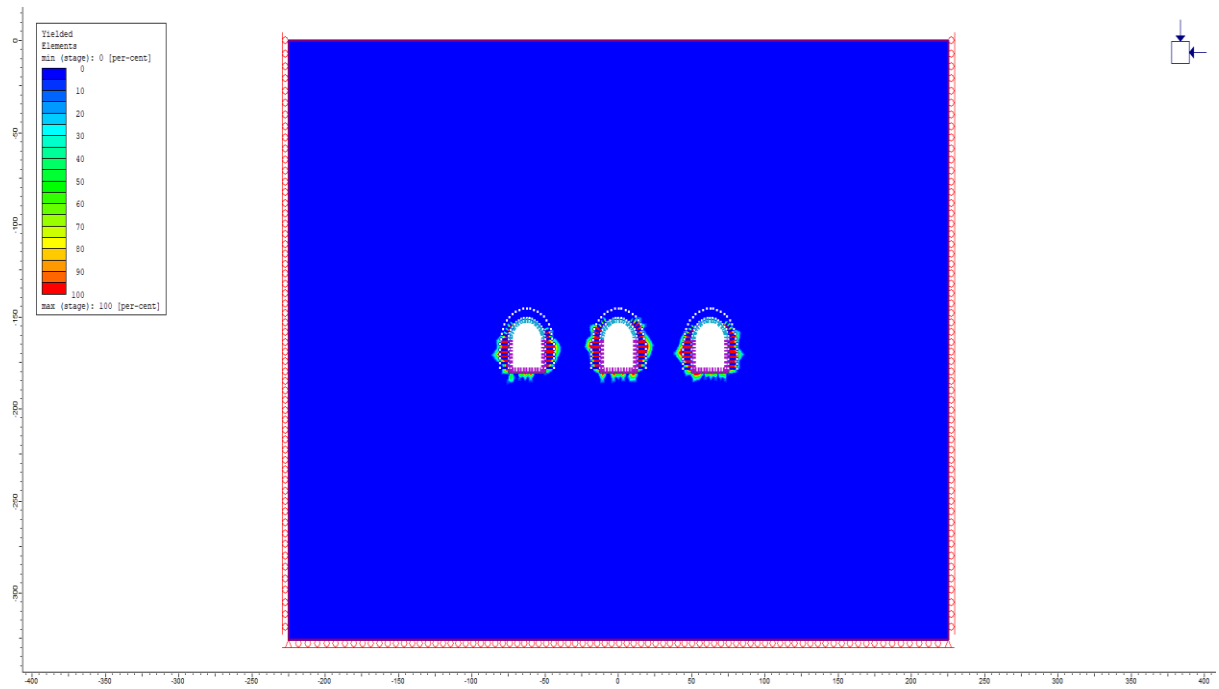
Στην συγκεκριμένη διατομή επίσης εντοπίζεται ανάπτυξη πλαστικής ζώνης στους δύο πρώτους θαλάμους, αυτή τη φορά όμως και στους δύο έχει υπερβεί σε ορισμένα σημεία την αγκύρωση ,πράγμα που προφανώς θα καταστήσει την υποστήριξη σε βάθος χρόνου ελλιπή.



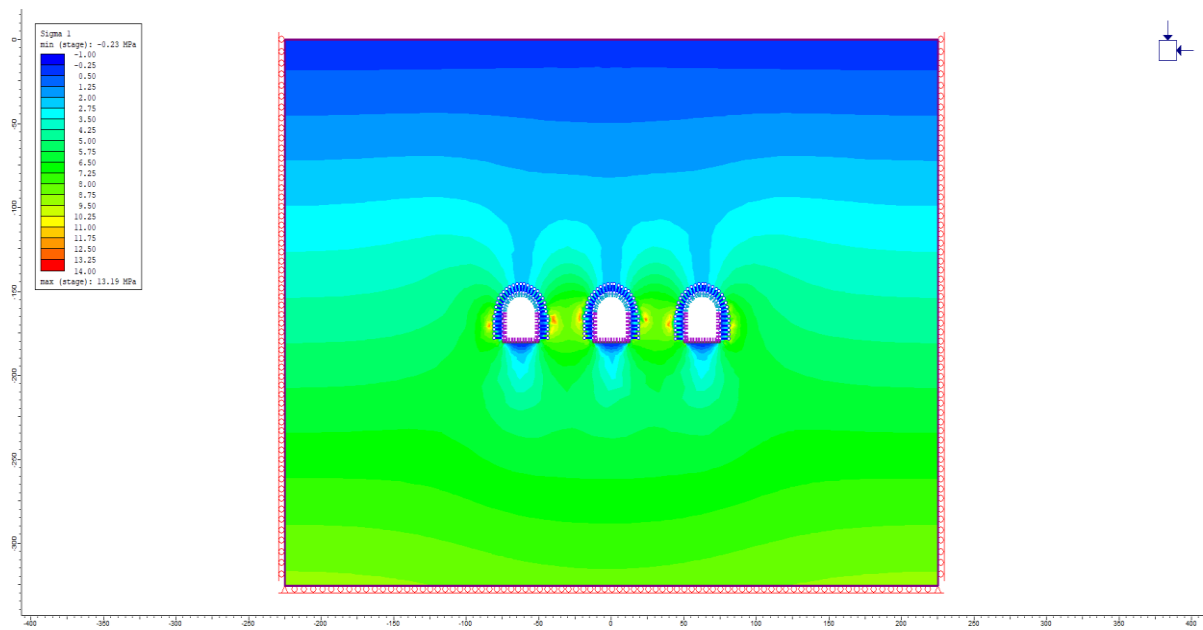
Εικόνα 6. 4: Απεικόνιση πλαστικών ζωνών γύρω από τις δεξαμενές αποθήκευσης με διατομή 20X25m

Προσομοίωση διατομής 25X30 m(πλάτος x ύψος)

Τέλος στη διατομή 25X30,η οποία είναι και η πιο μεγαλύτερη σε χωρητικότητα εντοπίζονται τα περισσότερα προβλήματα αναφορικά με τη πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές. Η τελευταία έχει αναπτυχθεί στις παρειές και των τριών θαλάμων υπερβαίνοντας σε κάποια σημεία τις αγκυρώσεις. Είναι λοιπόν κατανοητό ότι θα υπάρξουν προβλήματα ευστάθειας στη κατασκευή.



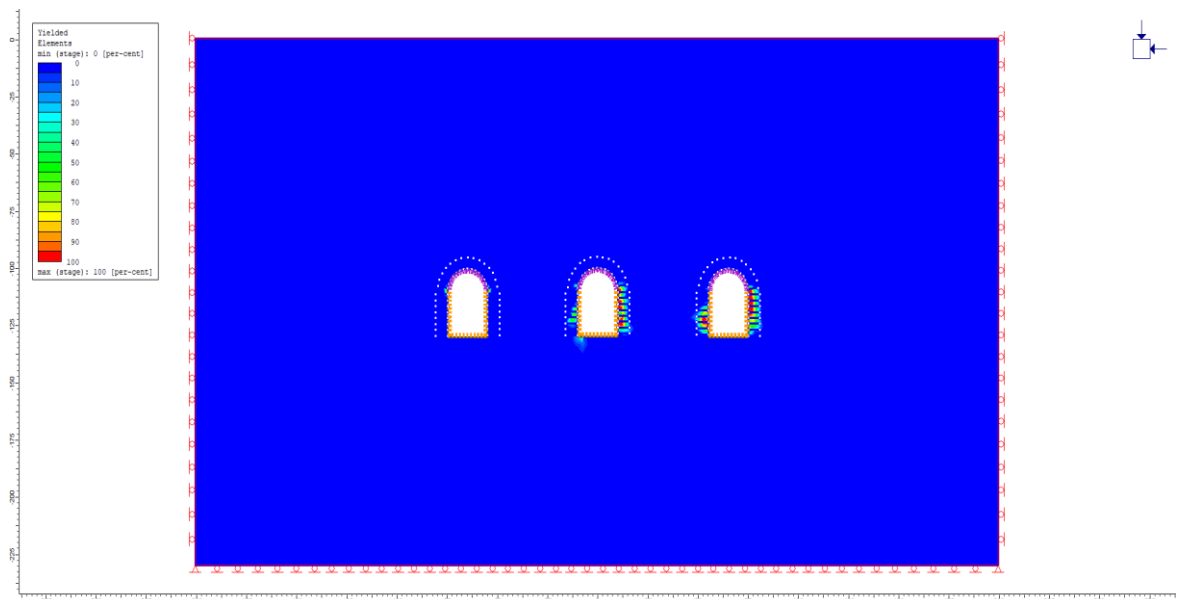
Εικόνα 6. 5: Απεικόνιση πλαστικών ζωνών γύρω από τις δεξαμενές αποθήκευσης με διατομή 25X30.



Εικόνα 6. 6: Απεικόνιση κύριων τάσεων

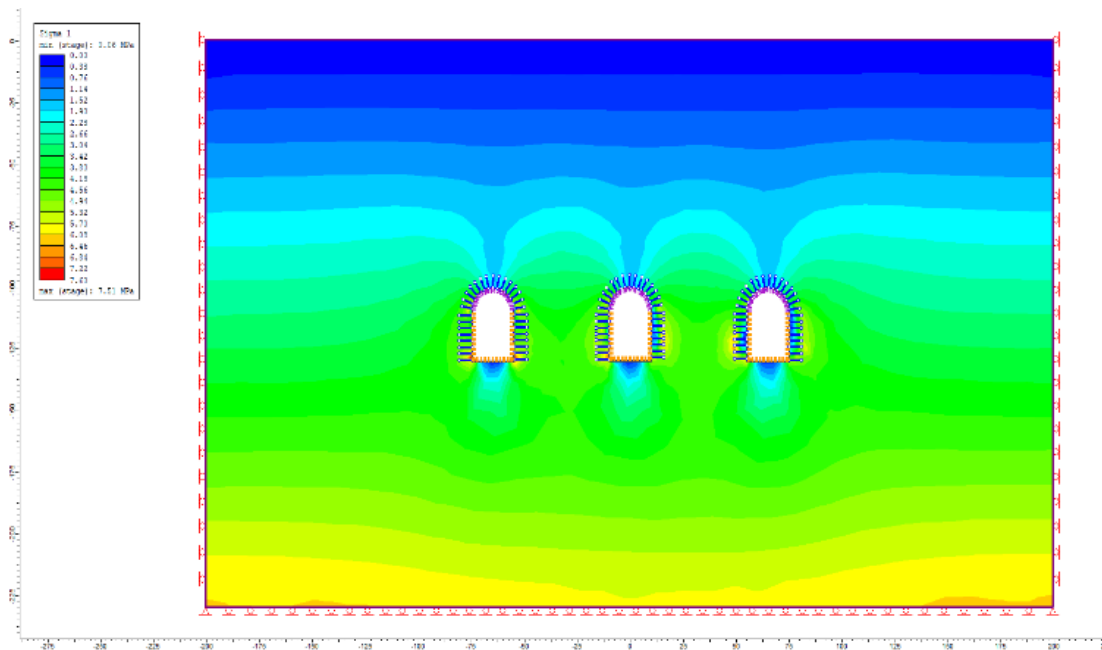
Οι καθαριζήσεις επιφέρουν μέγιστη κύρια τάση της τάξεως των 13,19 MPa. Σε σχέση με τις άλλες δύο περιπτώσεις η διατομή φαίνεται να δημιουργεί μεγαλύτερη τιμή τάσεων ,κάτι που σιγουρα κάνει τη διατομή και για το λόγο λιγότερο επιθυμητή.

Προσομοίωση μοντέλου 20X30 απόσταση 45m



Εικόνα 6. 7: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης

Η πλαστική ζώνη έχει αναπτυχθεί, όπως φαίνεται περισσότερο στο δεύτερο και τρίτο θάλαμο και πιο συγκεκριμένα στις παρειές τους με ιδιαίτερη έμφαση στη δεξιά πλευρά. Παρόλα αυτά τα αγκύρια υποστηρίξης δεν υπαίρβαινουν τη πλαστική ζώνη και έτσι δεν τίθεται θέμα ευστάθειας.



Εικόνα 6. 8: Απεικόνιση κύριων τάσεων

Σίγουρα η κατάσταση εδώ δείχνει οι κύριες τάσεις να τείνουν σε μια αύξηση ιδιαίτερα στις παρειές των δεξαμενών παρόλα αυτά η μέγιστη τάση δεν ξεπερνά τα 7,51

MPa, την ελάχιστη μεταξύ των μεγιστων τιμών της κύριας τάσης , όπως φαίνεται και στον Πίνακας 6. 2.

6.3 Γενικά συμπεράσματα μετά την υποστήριξη με τα παραπάνω , μέτρα για την περίπτωση GSI 50

Πίνακας 6. 3: «Μέγιστες τιμές συνολικών μετατοπίσεων και κύριας τάσης διατομών με δείκτη GSI 50»

Διατομές GSI50	Συνολική Μετατόπιση(cm)	σ_1 max(MPa)
15X30 (απόστ.30)	2.56	7.78
18X30(απόστ.30)	2.39	8.63
20X30(απόστ.30)	2.99	7.05
25X30(απόστ.30)	6.17	14.56
20X25(απόστ.30)	3.03	8.82
20X27(απόστ.30)	3.03	10.25
20X30(απόστ.25)	3.01	7.41
20X30(απόστ.35)	2.95	6.56
20X30(απόστ.45)	2.93	6.36
20X30(απόστ.60)	2.89	6.25

Τέλος διερευνήθηκε η περίπτωση ύπαρξης αρκετά κακής ποιότητας βραχώμαζας GSI 50. Στις εν λόγω δοκιμές παρατηρήθηκε ότι οι συνολικές μετατοπίσεις και η κύρια τάση ελαχιστοποιούν τις τιμές τους και πάλι στη διατομή 20X30. Κατόπιν διερεύνησης λοιπόν για τις αποστάσεις των θαλάμων διαπιστώνεται ότι όσο μεγαλώνει η απόσταση τόσο μειώνεται η επιρροή των θαλάμων μεταξύ τους ,άρα και οι συνολικές μετατοπίσεις. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, σε αντίθεση με τις προηγούμενες δύο, η βέλτιστη απόσταση είναι αυτή των 60m. Άρα η σχέση μεταξύ της συνολικής μετατόπισης και των αποστάσεων των θαλάμων ανέρχεται στην εν λόγω διερεύνηση στις 3 διαμέτρους.

15X30(22.5m)

Η πλαστική ζώνη περικλύει τους θαλάμους και πιο συγκεκριμένα οι στύλοι ανάμεσα τους έχουν εισέλθει εξ ολοκλήρου στη πλαστική ζώνη.

18X30(27m)

Γύρω από τους θαλάμους έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη.

25X30(37.5m)

Γύρω από τους θαλάμους έχει αναπτυχθεί πλαστική ζώνη.

20X25(30m)

•Υπάρχει πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές παρόλα αυτά δεν επηρεάζει τόσο το έργο.

20X27(30m)

Παρόμοια συμπεριφορά με το μοντέλο 20X25.

20X30(60m)

Παρατηρείται πλαστική ζώνη περισσότερο γύρω από τον 1^ο και 2^ο θάλαμο, αλλά ευσταθεί.

20X30(45m)

Μετά το 3^ο στάδιο παρατηρείται έντονα η πλαστική ζώνη και στους 3 θαλάμους.

20X30(35m)

Έντονη πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές.

20X30(30m)

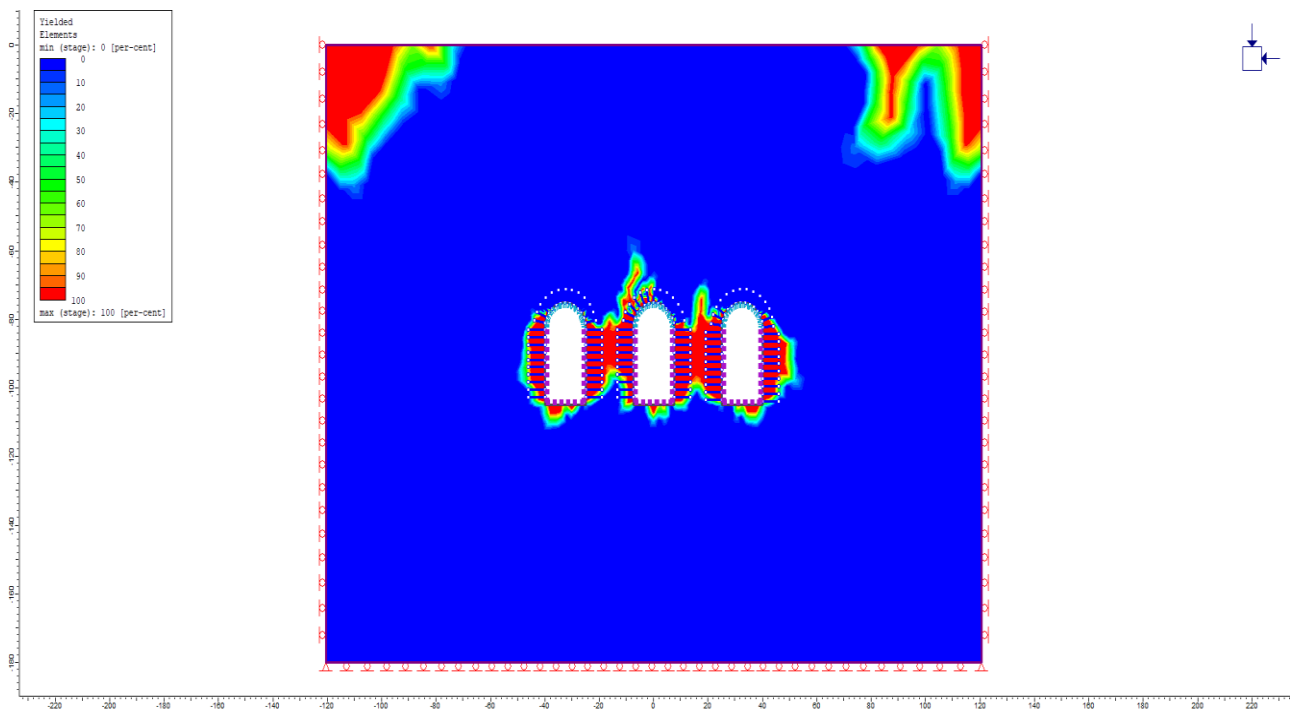
Ελάχιστη ανάπτυξη πλαστικής ζώνης γύρω από τις δεξαμενές.

20X30(25m)

•Έντονη πλαστική ζώνη γύρω από τις δεξαμενές.

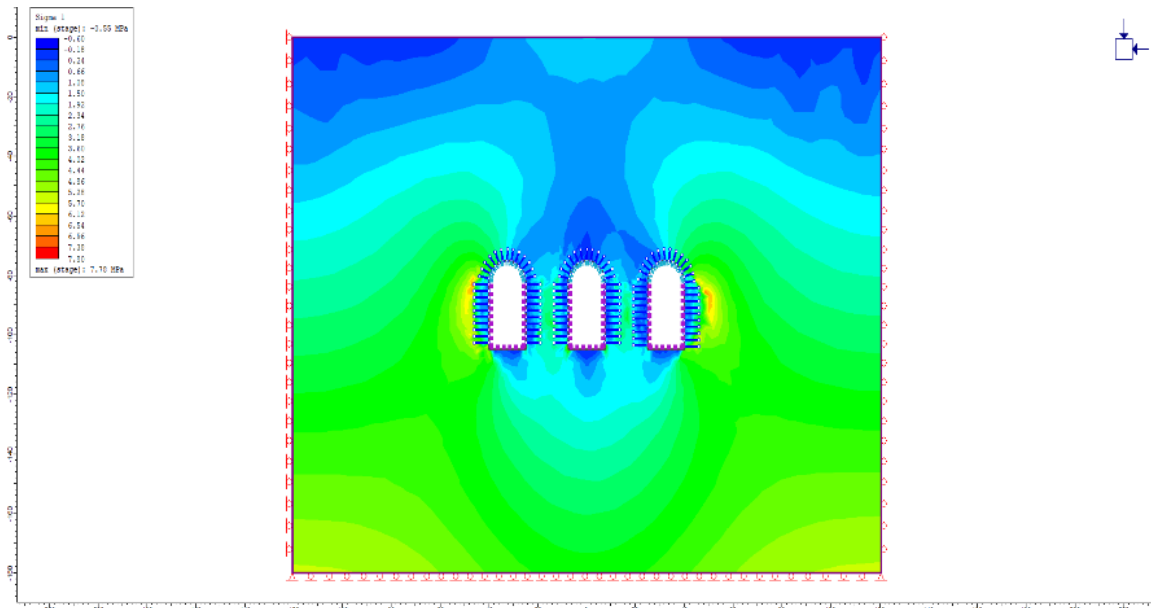
Σύμφωνα με την παρατήρηση των μοντέλων για την ανάπτυξη πλαστικών ζωνών γύρω από τις δεξαμενές είναι προφανές ότι οι διατομές με τα περισσότερα προβλήματα είναι οι αυτές με διατομές 15X30 m, 25X 30 m, καθώς και οι 20X30 m στα μοντέλα με μικρότερες αποστάσεις θαλάμων.

Προσομοίωση μοντέλου 15X30m



Εικόνα 6. 9 :Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης

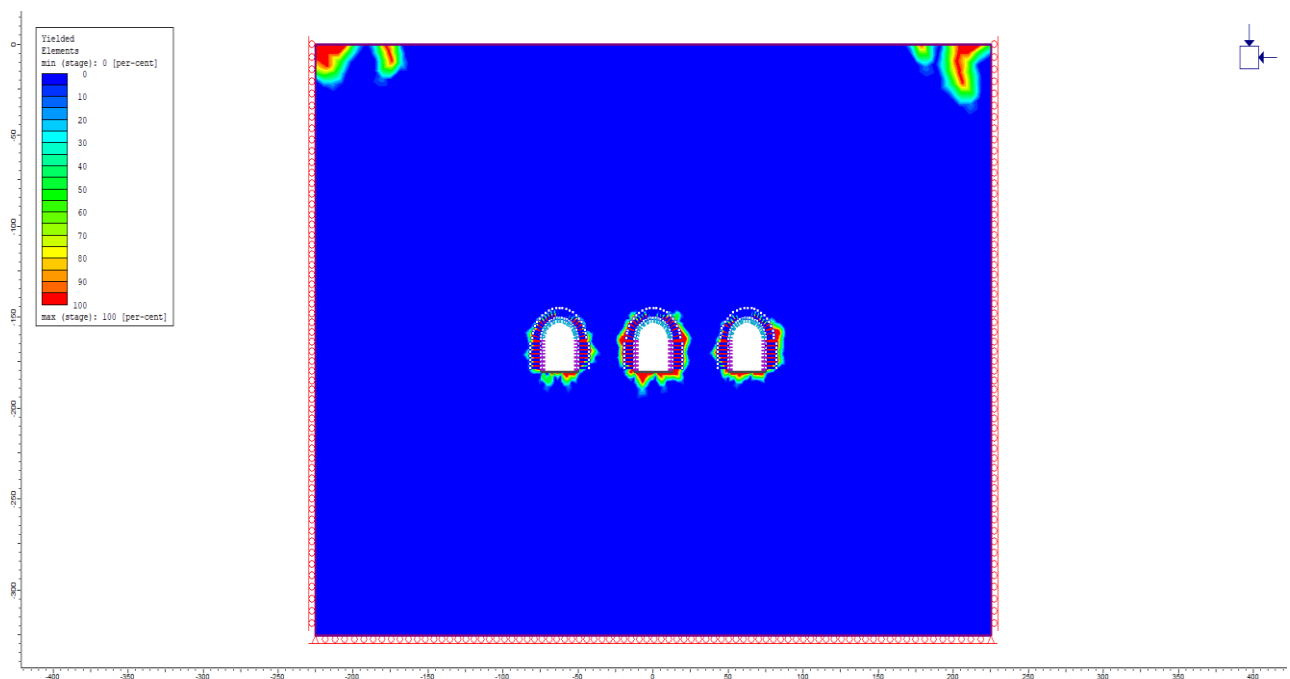
Η αριθμητική ανάλυση έδωσε ωστόσο ακόμα χειρότερα αποτελέσματα καθώς όπως φαίνεται παραπάνω γύρω από τις δεξαμενές έχει αναπτυχθεί πλήρως πλαστική ζώνη. Ύστατης σημασίας αποτελεί η πλαστική ζώνη ανάμεσα στους δυο πρώτους θαλάμους, όπου ο στύλος ανάμεσα τους φαίνεται να υφίσταται μεγάλες φορτίσεις. Κάτι τέτοιο όπως γίνεται κατανοητό είναι αρκετά επικίνδυνο για την ευστάθεια του έργου μακροχρόνια, καθώς ο στύλος θα συνεχίσει να παραμορφώνεται πλαστικά μέχρι τη θραύση και τη κατάρρευση του έργου. Η απόσταση ανάμεσα στους θαλάμους σίγουρα θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη και τα μέτρα υποστήριξης χρήζουν βελτίωσης για να μπορέσει ένα τέτοιο μοντέλο να καταστεί ιδανικό.



Εικόνα 6. 10: Απεικόνιση κύριων τάσεων

Στην συγκεκριμένη απεικόνιση φαίνεται ότι η κύρια τάση δεν επηρεάζει τόσο τους θαλάμους τόσο στη στέψη όσο και ενδιάμεσα .Παρόλα αυτά εξωτερικά των ακριανών θαλάμων φαίνεται ότι η τιμή της φτάνει τη μέγιστη τιμή της (7,78MPa).

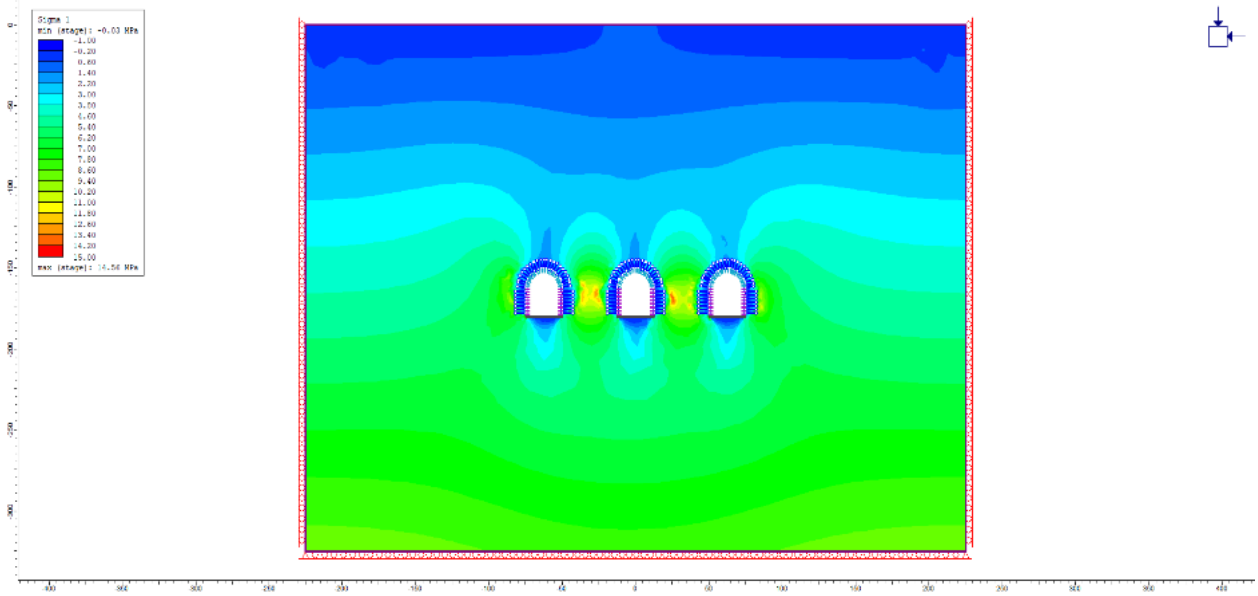
Προσομοίωση μοντέλου 25X30m



Εικόνα 6. 11: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης

Στην παραπάνω απεικόνιση της πλαστικής ζώνης των δεξαμενών φαίνεται ότι η πλαστική ζώνη γύρω και από τις τρεις δεξαμενές τόσο στις παρειές όσο και στο δάπεδο τους.Επιπροσθέτως στη μεσαία δεξαμενή έχει αναπτυχθεί περισσότερο από τις υπόλοιπες,κάτι που σημαίνει ότι αυτή θα παρουσιάσει και τα περισσότερα

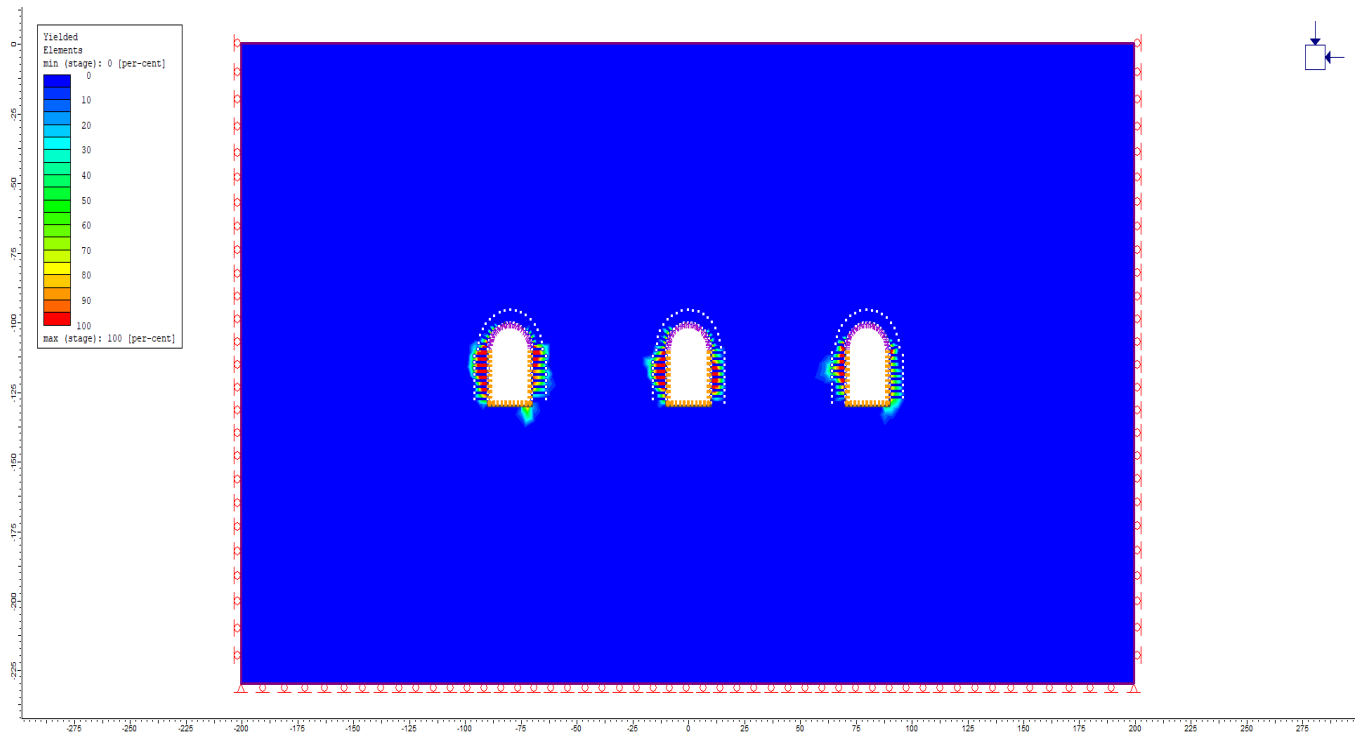
προβλήματα ευστάθειας. Επίσης στις παρειές των δεξαμενών η πλαστική ζώνη ξεπερνά τα μέτρα υποστήριξης των δεξαμενών ,κάτι που υποδηλώνει μια προβληματική κατάσταση που θα πρέπει να ληφθεί υπόψιν και να διερευνηθεί εκ νέου η υποστήριξη.



Εικόνα 6. 12: Απεικόνιση κύριων τάσεων

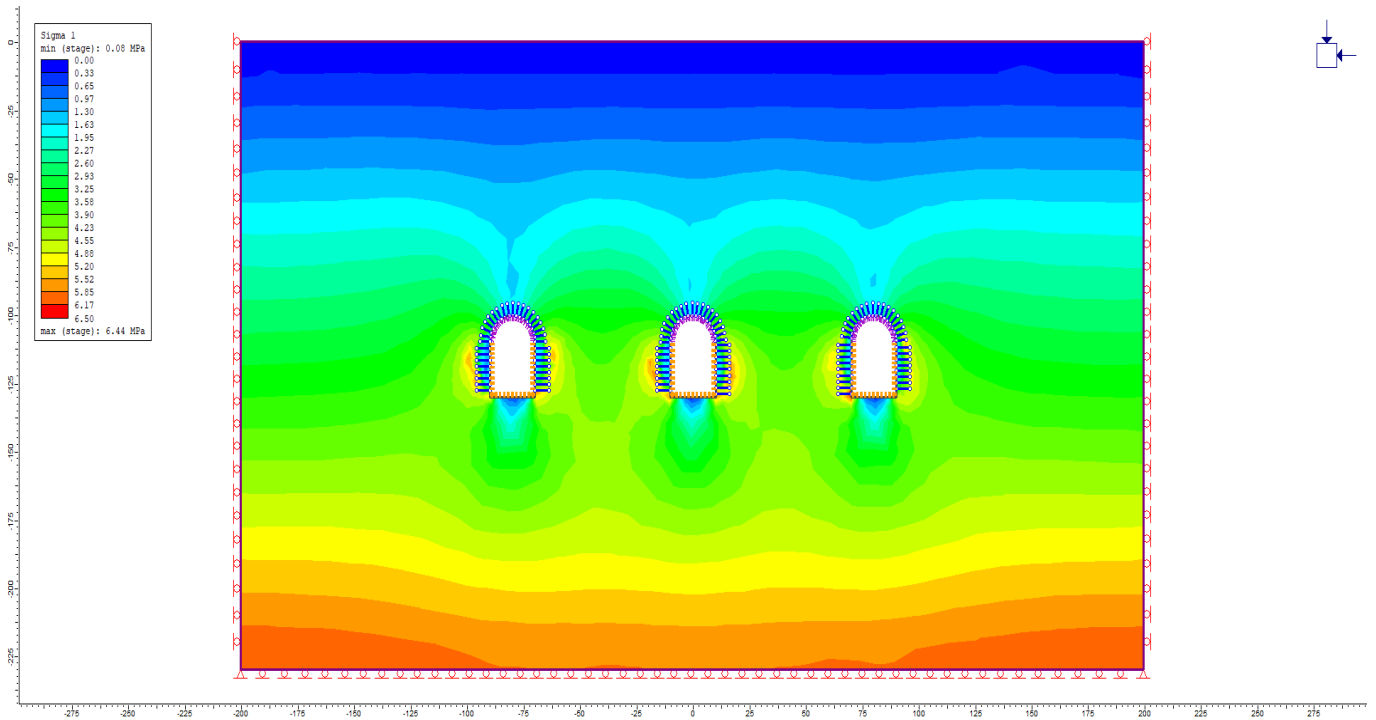
Όσον αφορά τις κύριες τάσεις παρατηρείται μια αύξηση της κύριας τάσης και ιδιαίτερα ενδιάμεσα των δεξαμενών στους στύλους.

Προσομοίωση 20X30 απόσταση 60m



Εικόνα 6. 13 :Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης

Εδώ φαίνεται μια κάποια ανάπτυξη πλαστικής ζώνης γύρω από τις δεξαμενές και ιδιαίτερα στις αριστερες παρειές τους. Παρόλα αυτά η αγκύρωση ξεπέρνα τις πλαστικές ζώνες και έτσι εξασφαλίζεται ευσταθεια.



Εικόνα 6. 14 :Απεικόνιση κύριων τάσεων

Το επίπεδο των τάσεων είναι σε επιτρεπτά πλαίσια και δεν καθιστά το έργο μη υλοποιήσιμο. Τουναντίον παρουσιάζονται στο εν λόγω μοντέλο η μικρότερη τιμή μέγιστης κύριας τάσης. Κατι τέτοιο είναι σαφώς λογικό αφού λόγω της μεγάλης απόστασης μεταξύ των θαλάμων μειώνεται και η επιρροή μεταξύ τους.

7 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

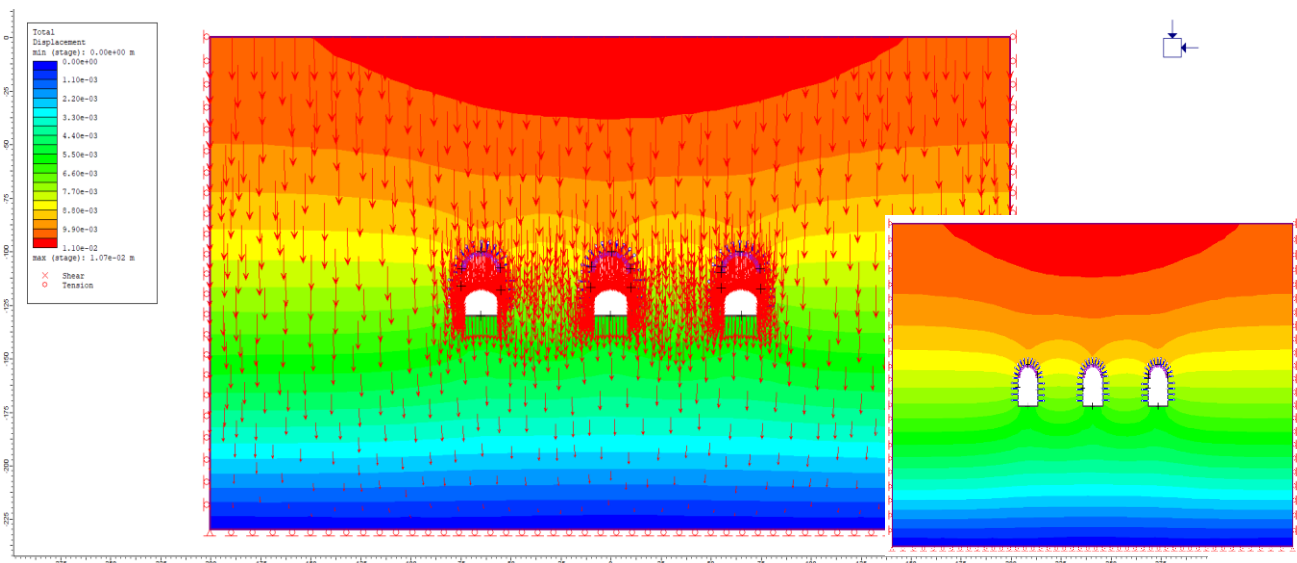
Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η απεικόνισή της συμπεριφοράς των επιμέρους μοντέλων σε όλα τα στάδια εκσκαφής του έργου. Η εκσκαφή πραγματοποιήθηκε σε τρία στάδια ξεκινώντας από τη στέψη και ύστερα τις δύο ακόμα βαθμίδες και στην αριθμητική ανάλυση λήφθηκαν υπόψιν και οι τάσεις των υπερκειμένων μετά την εκσκαφή λόγω χαλάρωσης. Κάθε ένα από τα υποψήφια μοντέλα εκσκαφής διερευνήθηκε ως προς τις συνολικές μετατοπίσεις ,την ανάπτυξη της πλαστικής ζώνης γύρω από τις δεξαμενές ,καθώς και τις κύριες τάσεις. Σε δεύτερο χρόνο πραγματοποιήθηκε διαγραμματική ανάλυση τόσο για τη συμπεριφορά της επένδυσης σκυροδέματος και την ύπαρξη η μη αστοχιών όσο και για την αντοχή της αγκύρωσης που επιλέχθηκε.

Τα μοντέλα που θα σχολιαστούν παρακάτω επιλέχθηκαν με βάση τα αποτελέσματα που επέφερε η αριθμητική ανάλυση, τα οποία ήταν αξιοσημείωτα για σχολιασμό τόσο λόγω μετατοπίσεων όσο και λόγω ανάπτυξης πλαστικής ζώνης σε διαφορετικά σημεία των δεξαμενών. Αυτά τα μοντέλα αναφέρονται στο παρακάτω πίνακα:

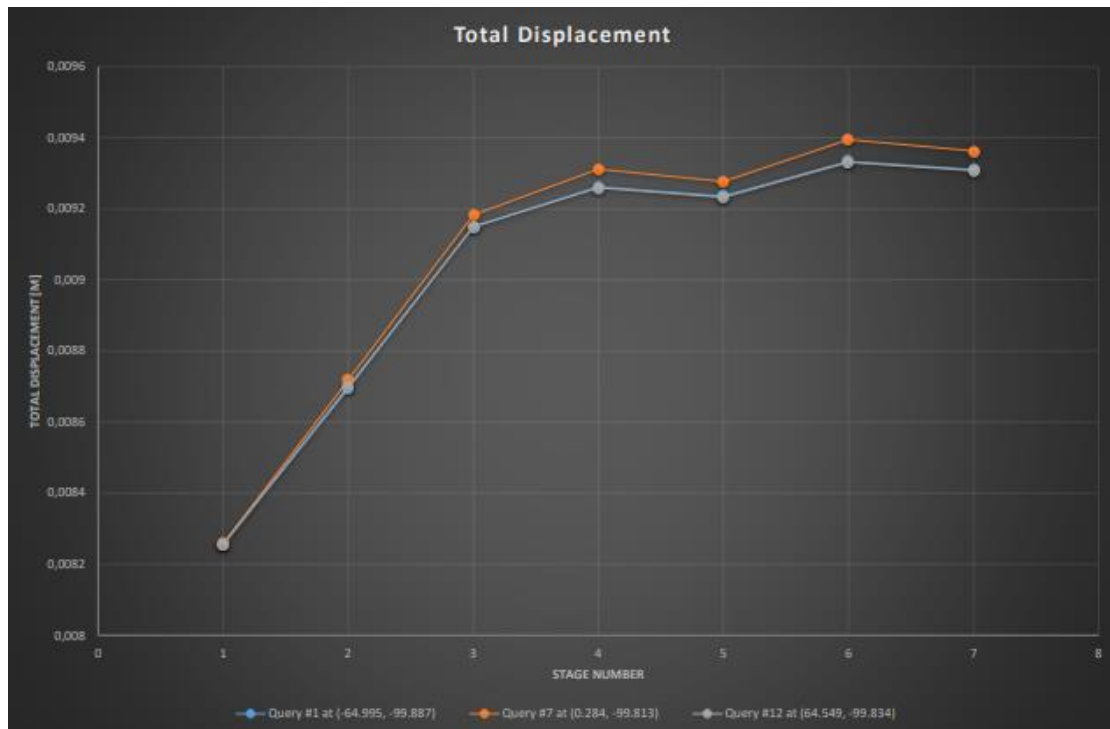
Πίνακας 7. 1.:Παρουσίαση επιλεγμένων μοντέλων μετά τη διερεύνηση

GSI 75	GSI 60	GSI 50
20X30 απόσταση 45m	20X30 απόσταση 45m	20X30 απόσταση 60m
25X30	25X30	25X30
15X30	15X30	15X30

7.1.1.20X30 απόσταση 45m

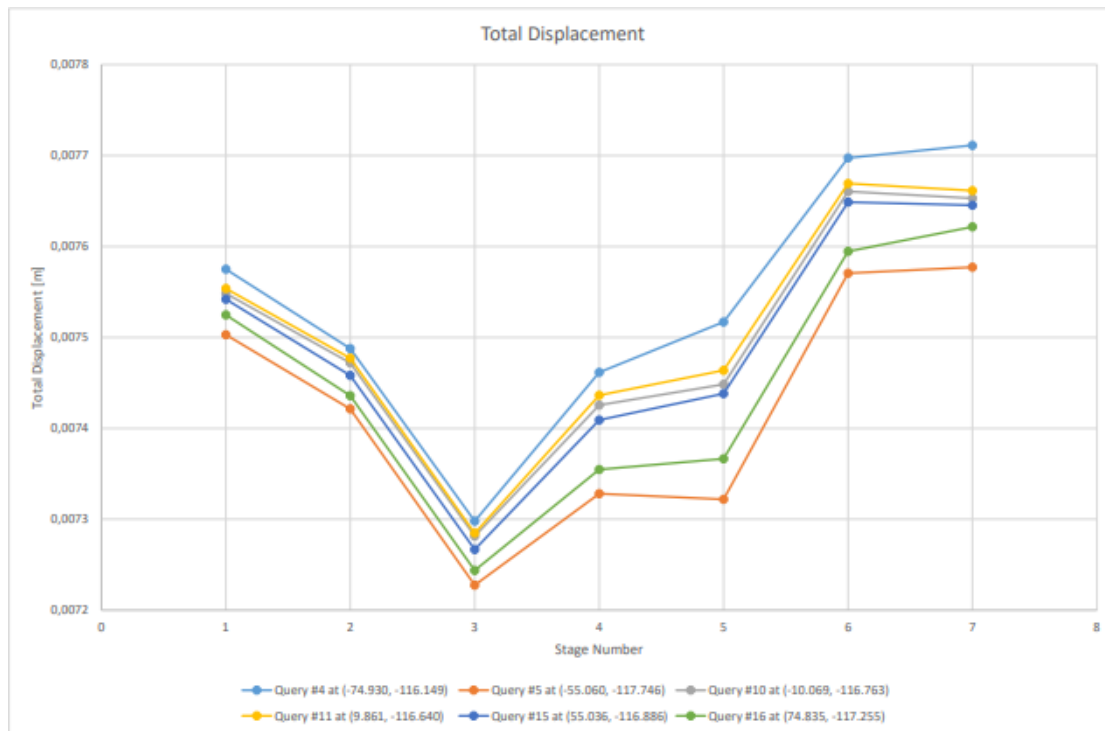


Εικόνα 7. 1: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων δεξαμενών αποθήκευσης με διατομή 20X30 απόσταση 45m



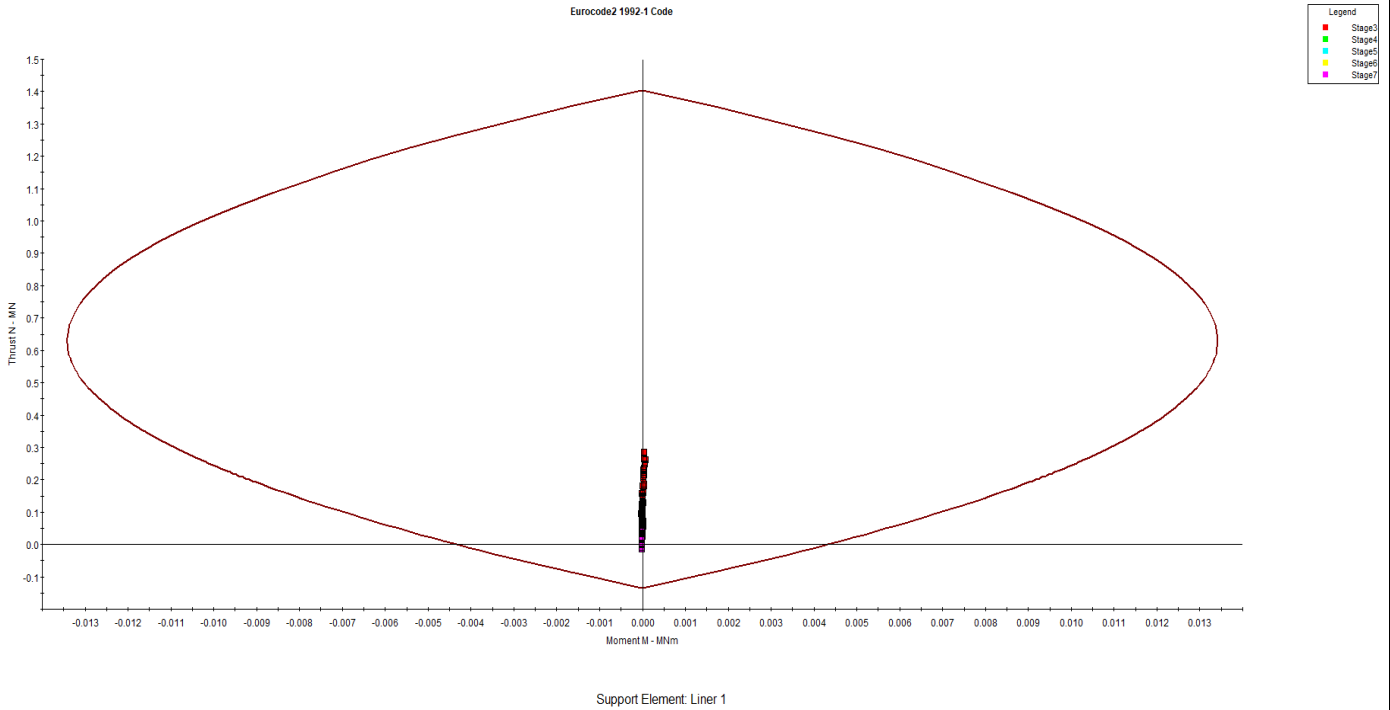
Διάγραμμα 7. 1. Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών

Στο παραπάνω διαγραμμα απεικονίζεται η συνολική μετατόπιση των δεξαμενών και ιδιαίτερα τριών επιλεγμένων σημείων των στέψεων τους, κατά τα στάδια της εκσκαφής. Μπορεί κανείς να διακρίνει ότι η στέψη των δυο ακριανών δεξαμενών συμπεριφέρονται με παρόμοιο τρόπο που οι καμπύλες σχεδόν ταυτίζονται. Από την άλλη μεριά παρατηρούνται κατάτι μεγαλύτερες μετατοπίσεις στη στέψη του μεσαίου θαλάμου χωρίς όμως οι τιμές να διαφέρουν σε μεγάλο βαθμό. Η τιμή της μέγιστης μετατόπισης παρατηρείται στη μεσαία δεξαμενή στη στέψη και είναι της τάξεως των 94 χιλιοστών, αμελητέα ποσότητα για ένα τόσο μεγάλο έργο.



Διάγραμμα 7. 2: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων σε διακριτά σημεία στη μέση των παρειών

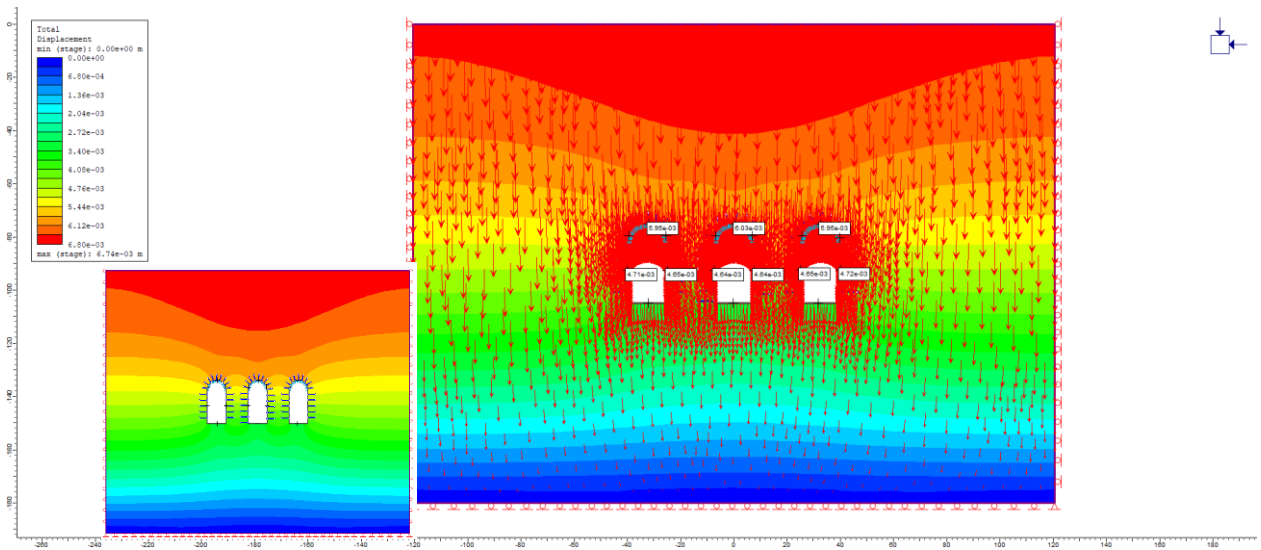
Παραπάνω φαίνεται η συμπεριφορά των παρειών των δεξαμενών. Οι μεγαλύτερες συνολικές μετατοπίσεις φαίνονται στο query#4 και ανήκουν στην αριστερή παρειά του πρώτου θαλάμου. Από την άλλη μεριά η μικρότερη μετατόπιση εντοπίζεται στη δεξιά παρειά του ίδιου θαλάμου και συμβολίζεται ως query#5 στο διάγραμμα. Παρόλα αυτά ακόμα και η μέγιστη μετατόπιση είναι της τάξεως των περίπου 7 χιλιοστών, μια τιμή που είναι αρκετά μικρή για να υπάρξει ανησυχία. Εξάλλου κάτι τέτοιο είναι και λογικό αφού το μοντέλο είναι από τα καλύτερα που τέθηκαν προς συζήτηση.



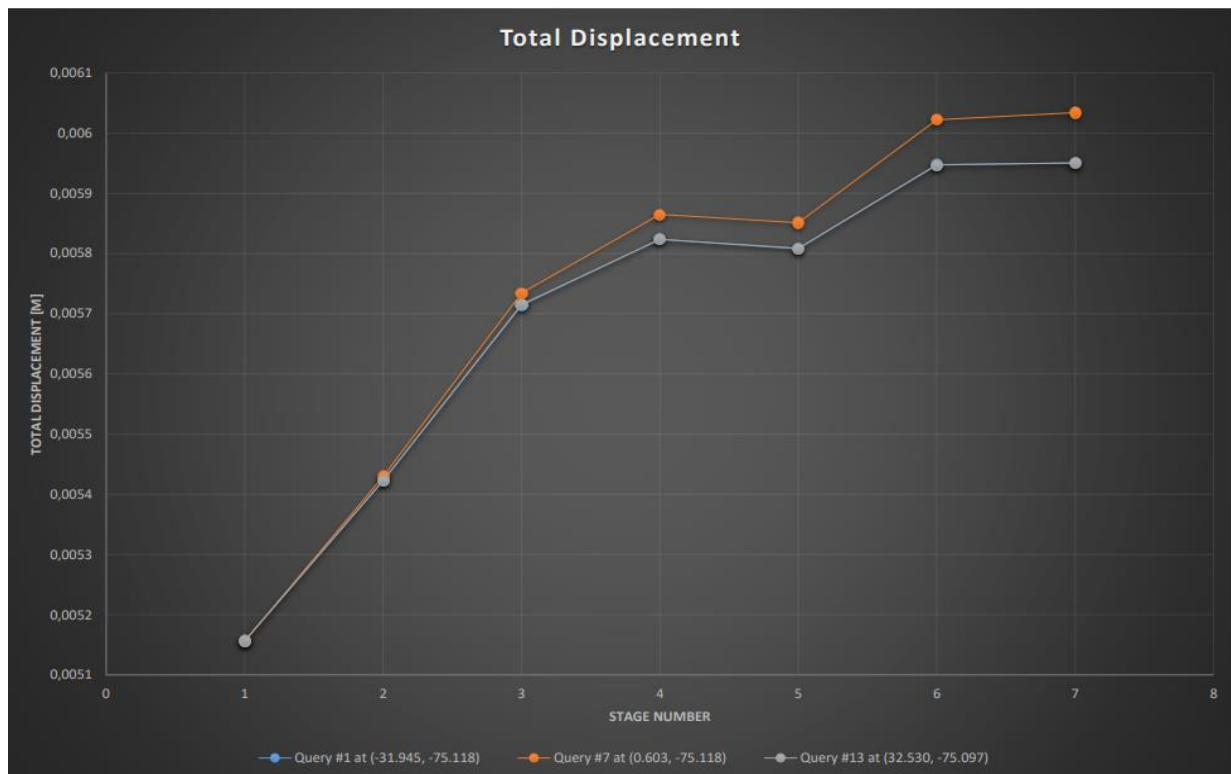
Διάγραμμα 7. 3: Διάγραμμα συμπεριφοράς τσιμέντου υποστήριξης στην διατομή 20X30 απόσταση 45m

Στο διάγραμμα παρατήρησης της συμπεριφοράς του τσιμέντου που χρησιμοποιήθηκε στη στέψη των θαλάμων φαίνεται η απόλυτη ευστάθεια αυτού του μέτρου υποστήριξης. Δεν υπάρχει κανένα ίχνος αστοχίας ούτε σε εφελκυσμό αλλά ούτε και σε θλιψη σε κανένα από τα στάδια της εκσκαφής.

7.1.2.15X30 απόσταση 22,5m



Εικόνα 7. 2: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων για την διατομή 15X30 m



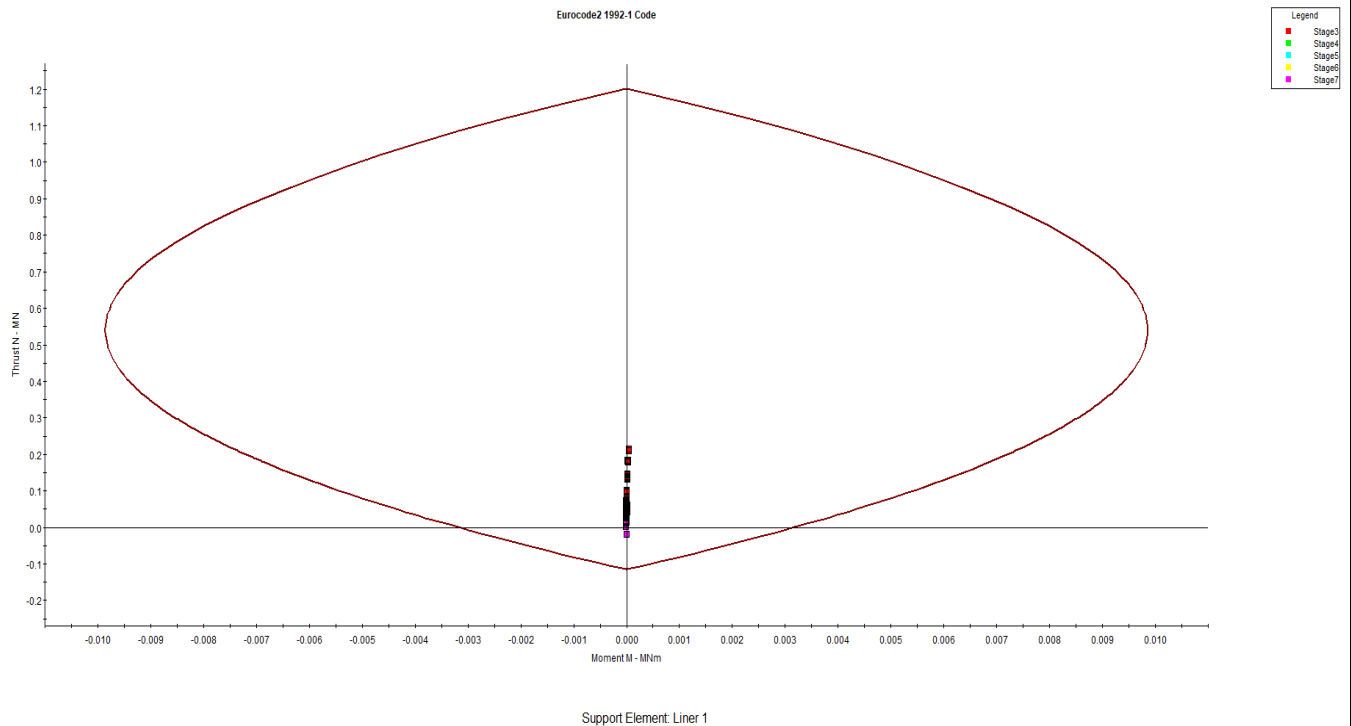
Διάγραμμα 7. 4: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης θαλάμων με διατομή 15X30.

Στο παραπάνω διάγραμμα παρατηρείται και πάλι ταύτιση των μετατοπίσεων της στέψης των ακριανών θαλάμων. Η μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται πάλι στη στέψη του μεσαίου θαλάμου, αλλά αυτή τη φορά μετά το τελευταίο στάδιο της εκσκαφής και ανέρχεται περίπου στα 6 χιλιοστά.



Διάγραμμα 7. 5: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων σε διακριτά σημεία στη μέση των παρειών των δεξαμενών με διατομή 15X30

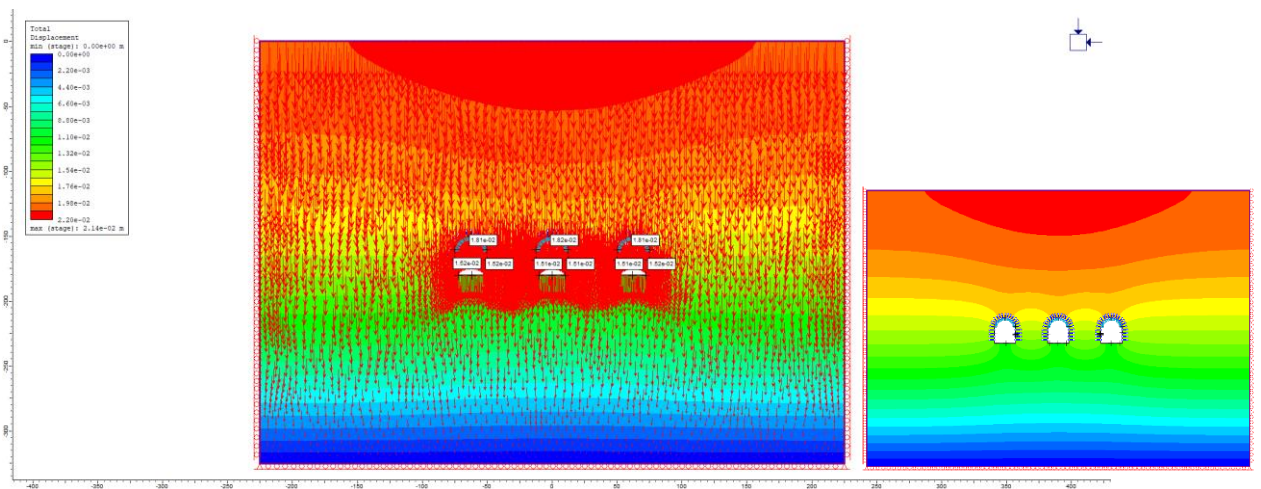
Στο παραπάνω διάγραμμα παρατηρείται ότι η μεγαλύτερη μετατόπιση εντοπίζεται στη μέση της δεξιάς παρειάς του δεξιού θαλάμου (query#17). Παίρνει τη μέγιστη τιμή της μάλιστα στα περίπου 4.7 χιλιοστά. Αντίθετα η μικρότερη μετατόπιση εντοπίζεται στη δεξιά παρειά του μεσαίου θαλάμου. Και παίρνει τιμή μετά το τελευταίο στάδιο της εκσκαφής της τάξεως των περίπου 4.6 χιλιοστά. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι όλες οι δεξαμενές απομειώνουν τις μετατοπίσεις τους στο δεύτερο στάδιο εκσκαφής.



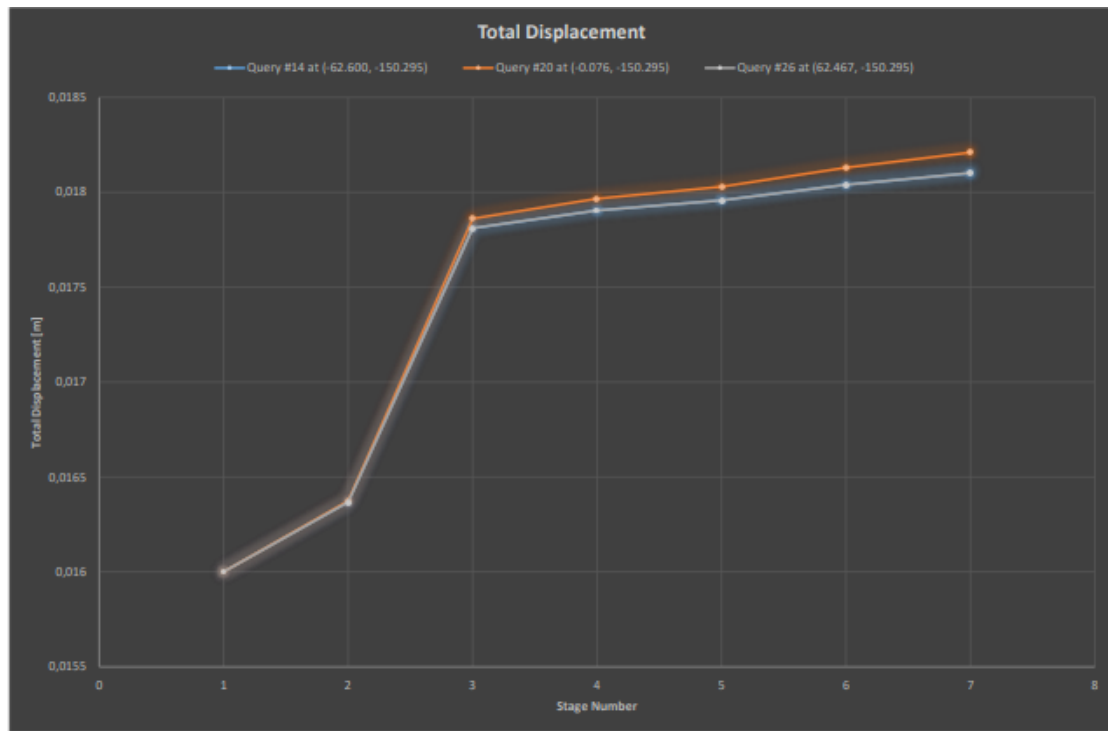
Διάγραμμα 7. 6: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος στη στέψη.

Στο συγκεκριμένο διάγραμμα φαίνεται ότι η διερεύνηση για αστοχία του τσιμέντου υποστήριξης ήταν άκαρπη. Δεν υπάρχει αστοχία ούτε σε εφελκυσμό αλλά ούτε σε θλίψη στη στέψη των δεξαμενών αποθήκευσης, κάτι που σημαίνει ότι το μοντέλο που διερευνάται είναι ευσταθές.

7.1.3. 25X30 απόσταση 37,5m

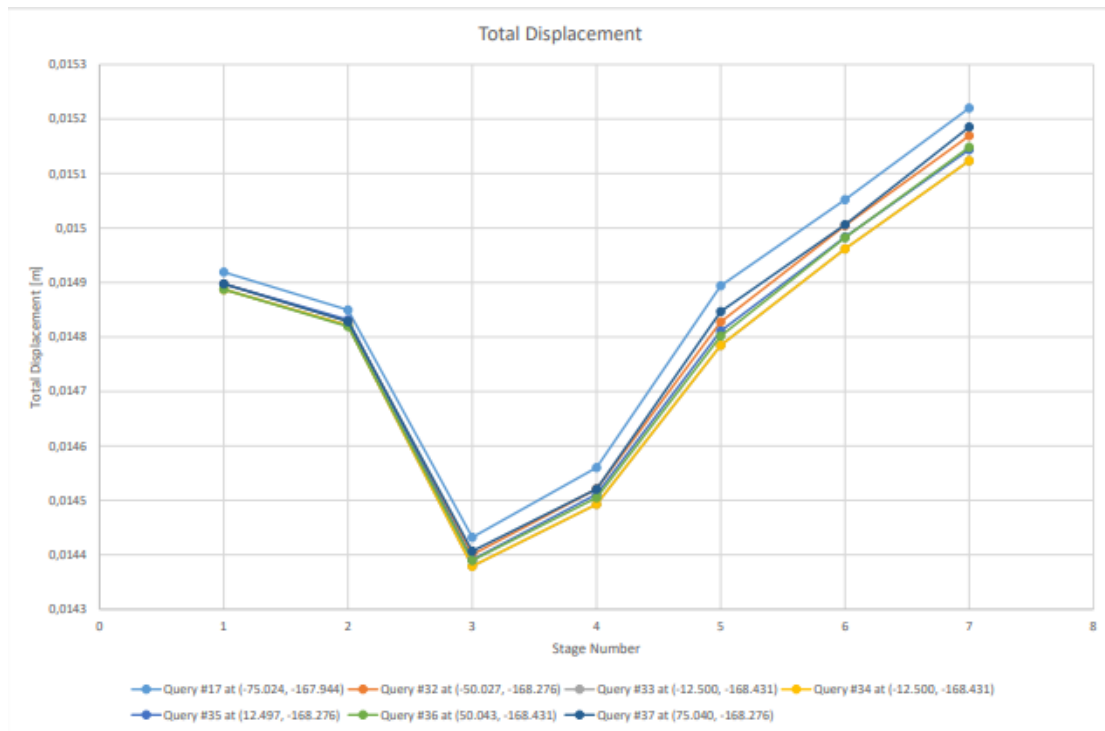


Εικόνα 7. 3: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων διατομής 25X30m



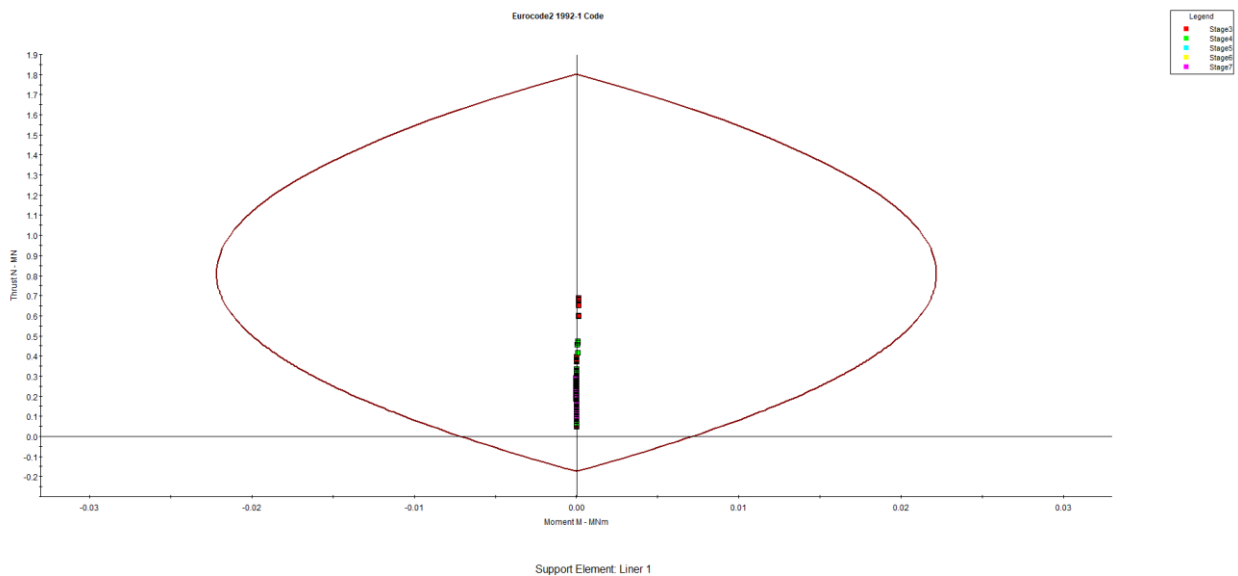
Διάγραμμα 7. 7: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης

Στη συγκεκριμένη περίπτωση η καμπύλη δείχνει περισσότερο γραμμική συμπεριφορά χωρισμένη σε τρεις φάσεις. Οι δύο πρώτες φάσεις μέχρι και το δεύτερο στάδιο εκσκαφής δείχνουν αυξητική συμπεριφορά ενώ μετά το δεύτερο στάδιο εκσκαφής αρχίζει να σταθεροποιείται η συνολική μετατόπιση στις στέψεις των δεξαμενών μέχρι να φτάσει στο τελευταίο στάδιο και την μέγιστη τιμή της. Και εδώ η μεσαία δεξαμενή έχει τη μέγιστη τιμή μετατόπισης στέψης που ανέρχεται στα 18 χιλιοστά.



Διάγραμμα 7. 8: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων σε διακριτά σημεία στη μέση των παρειών των δεξαμενών

Στην εν λόγω περίπτωση οι ελάχιστες τιμές των μετατοπίσεων παρατηρούνται στην δεξιά παρειά του μεσαίου θαλάμου και φαίνεται με ανοιχτό κίτρινο χρώμα (query#34). Από την άλλη μεριά η αριστερή πλευρά του πρώτου αριστερά θαλάμου παρουσιάζει τις μέγιστες τιμές μετατόπισης. Σημαντικό ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι μετά την πρώτη φάση εκσκαφής όλες οι τιμές των μετατοπίσεων απομειώνονται.

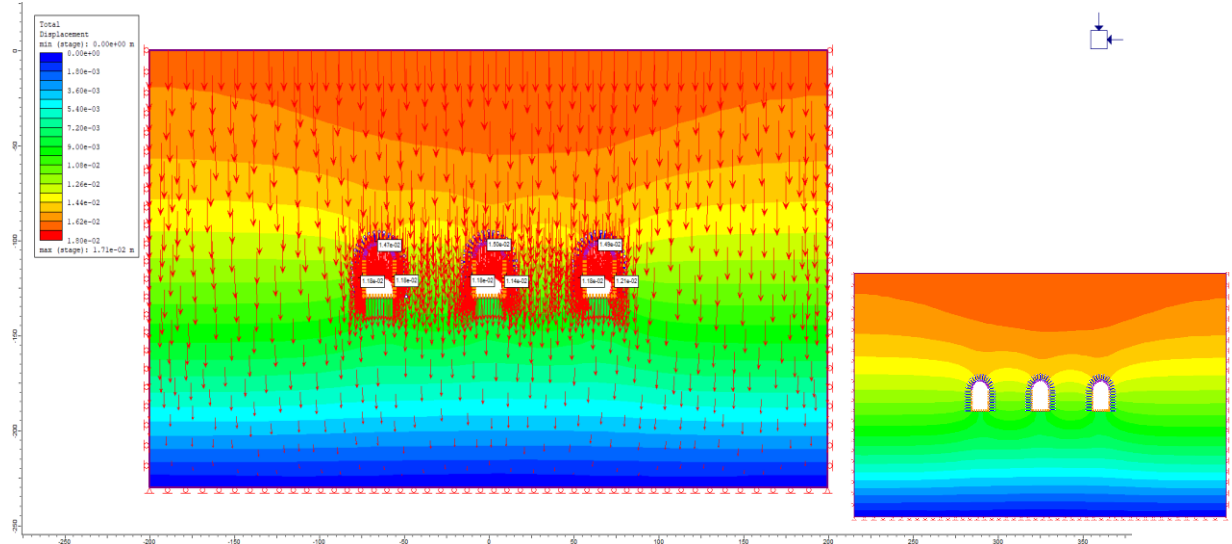


Διάγραμμα 7. 9: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης δεξαμενών.

Στο διάγραμμα συμπεριφοράς του σκυροδέματος που έχει τοποθετηθεί στην στέψη των δεξαμενών δεν υπάρχουν ευρήματα προς συζήτηση καθώς επιτυγχάνεται ευστάθεια ως προς εφελκυσμό και θλίψη.

7.2.Επιλεγμένα Μοντέλα για GSI60

7.2.1.20X30 απόσταση 45m



Εικόνα 7. 4:Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων διατομής 20X30m απόσταση 45m

Διάγραμμα 7. 10:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών



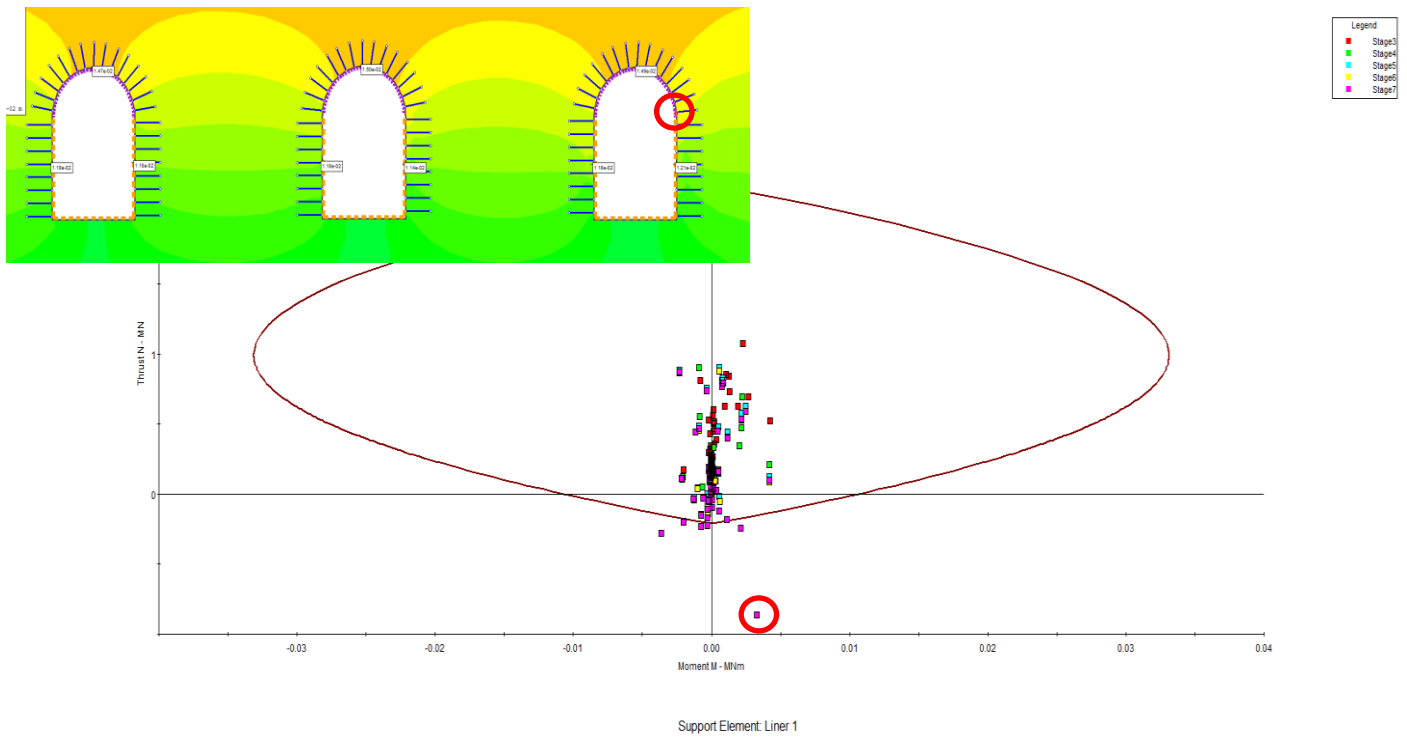
αποθήκευσης

Η συνολική μετατόπιση σε αυτό το σενاريو καθίσταται κατατι διαφορετικής συμπεριφοράς. Πιο συγκεκριμένα εδώ ενώ υπάρχει μεταξύ των ακριανών δεξαμενών μια παρόμοια συμπεριφορά έως και λίγο μετά το δευτερο στάδιο εκσκαφής, όπου φαίνεται η μετατόπιση της στέψης της τρίτης δεξαμενής μετά την περίοδο χαλάρωσης να τείνει να ταυτιστεί με αυτήν της μεσαίας. Η τιμή τους φτάνει τα 1,5 εκατοστά. Τουναντίον η αριστερή δεξαμενή συνεχίζει τη πορεία της και καταλήγει με μια μετατόπιση 1,47cm.

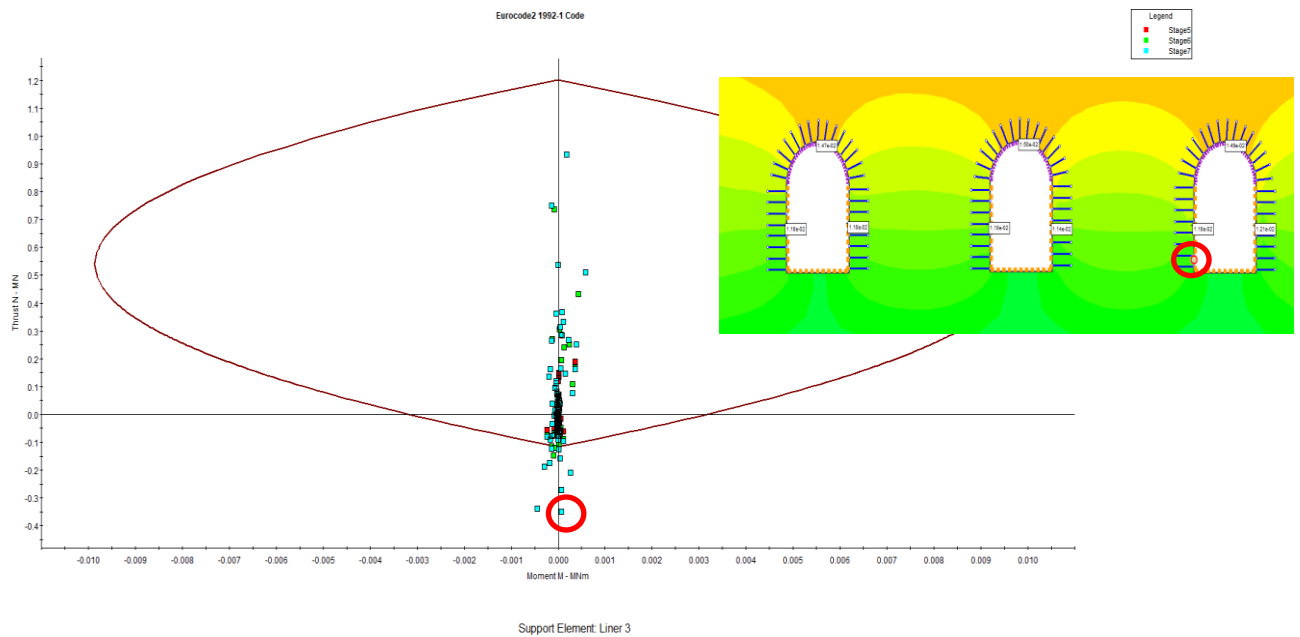


Διάγραμμα 7. 11: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων διακριτών σημείων στη μέση των δεξαμενών

Στο διάγραμμα των συνολικών μετατοπίσεων στις παρειές των δεξαμενών για τη συγκεκριμένη διατομή στο GSI 60 φαίνεται ότι ενώ οι μετατοπίσεις σε όλα τα διακριτά σημεία που επιλέχθηκαν ξεκινάνε με περίπου τις ίδιες τιμές, μετά το 2^ο στάδιο εκσκαφής η δεξιά πλευρά του 3^{ου} θαλάμου παίρνει τη μέγιστη τιμή μετατόπισης από όλες τις παρειές των θαλάμων και από την άλλη μεριά η δεξιά πλευρά της μεσαίας δεξαμενής απομειώνει την μετατόπιση της στα 11 χιλιοστά.



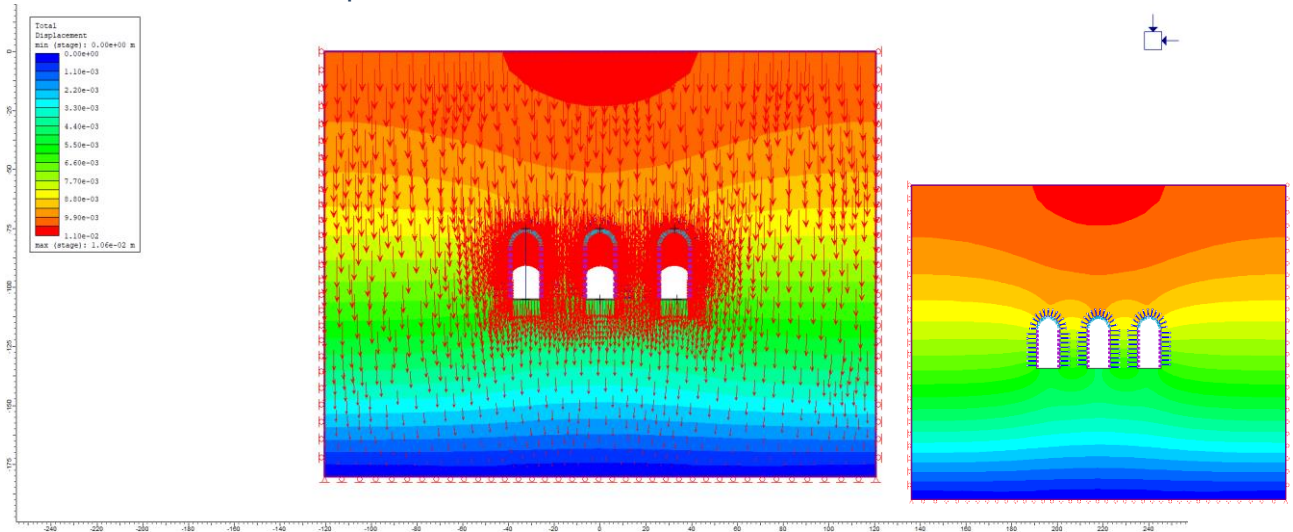
Διάγραμμα 7. 12: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης.



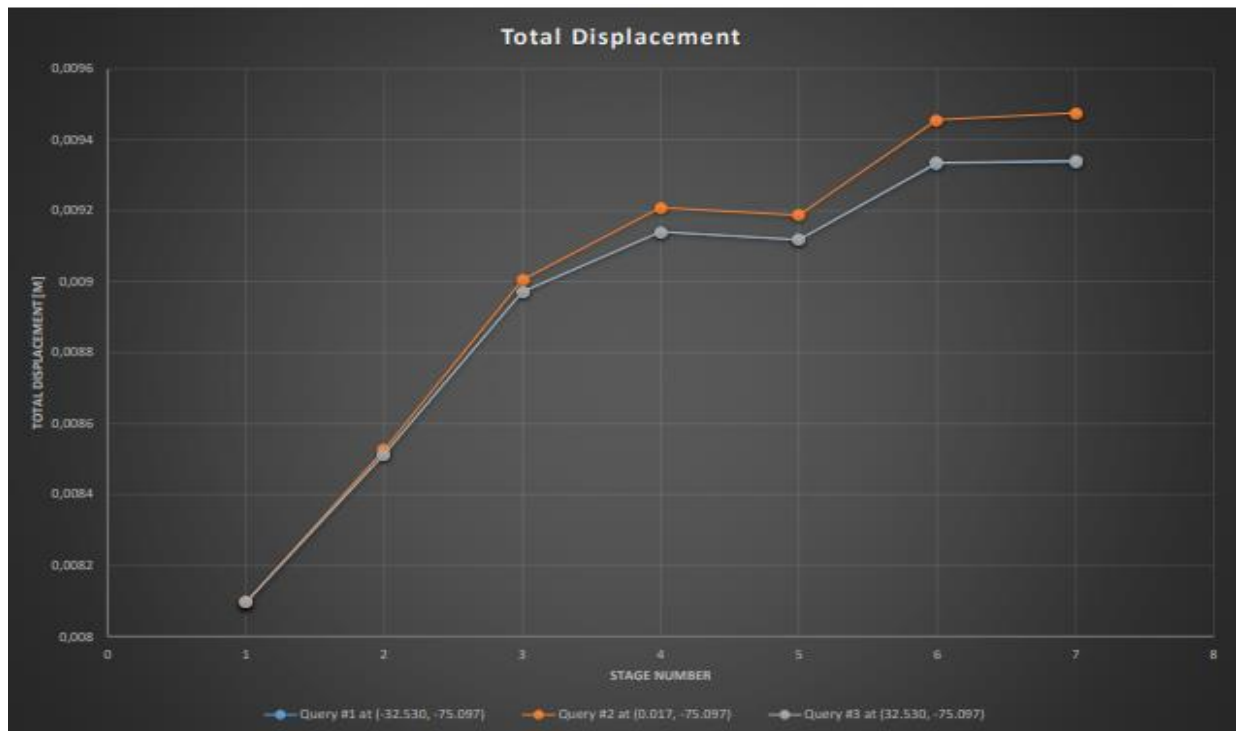
Διάγραμμα 7. 13: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών.

Παρόλο που η εν λόγω επιλογή αποτέλεσε όπως αναλύθηκε παραπάνω η βέλτιστη, υπάρχουν όπως φαίνεται δείγματα αστοχίας σε εφελκυσμό στο τελευταίο στάδιο εκσκαφής, που όμως δεν είναι μεγάλης κλίμακας τόσο στην επένδυση σκυροδέματος της στέψης όσο και σε αυτήν των παρειών της εκσκαπτόμενης δεξαμενής.

7.2.2.15X30 απόσταση 22,5m

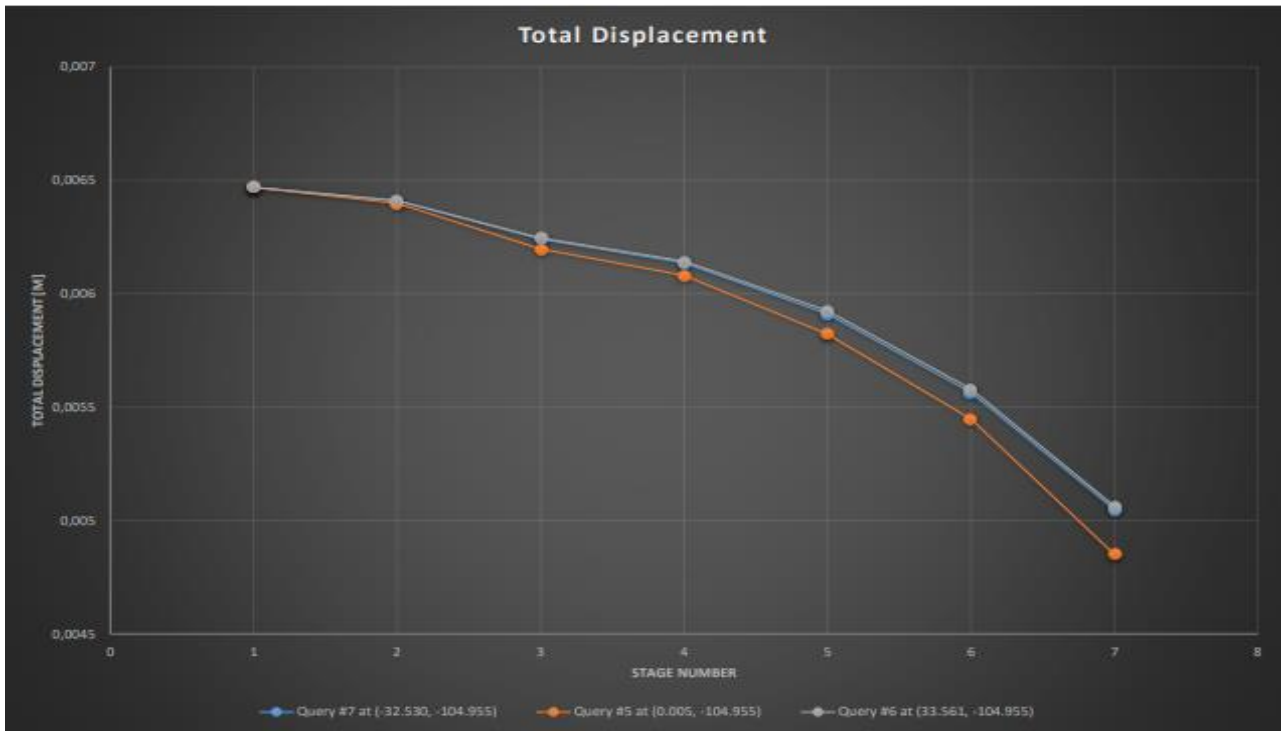


Εικόνα 7. 5:Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων για την διατομή 15X30m



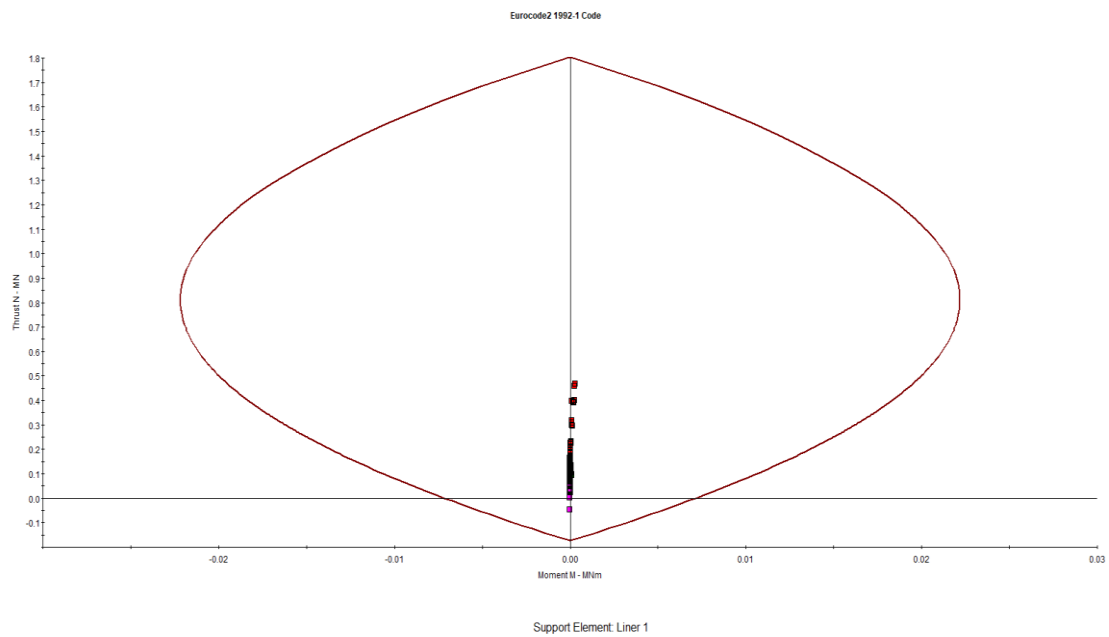
Διάγραμμα 7. 14:Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών

Η διατομή εδώ είναι η μικρότερη από τις ελεγχόμενες και μάλιστα σε χαμηλότερης ποιότητας βραχώμαζα. Και εδώ οι μετατοπίσεις των ακριανών θαλάμων σχεδόν ταυτίζονται και η μέγιστη τιμή τους είναι γύρω στα 9.3 χιλιοστά ενώ της μεσαίας δεξαμενής ξεπερνά τα 9.4 χιλιοστά. Φίνεται επομένως ότι η διαφορά είναι αμελητέα μεταξύ τους.

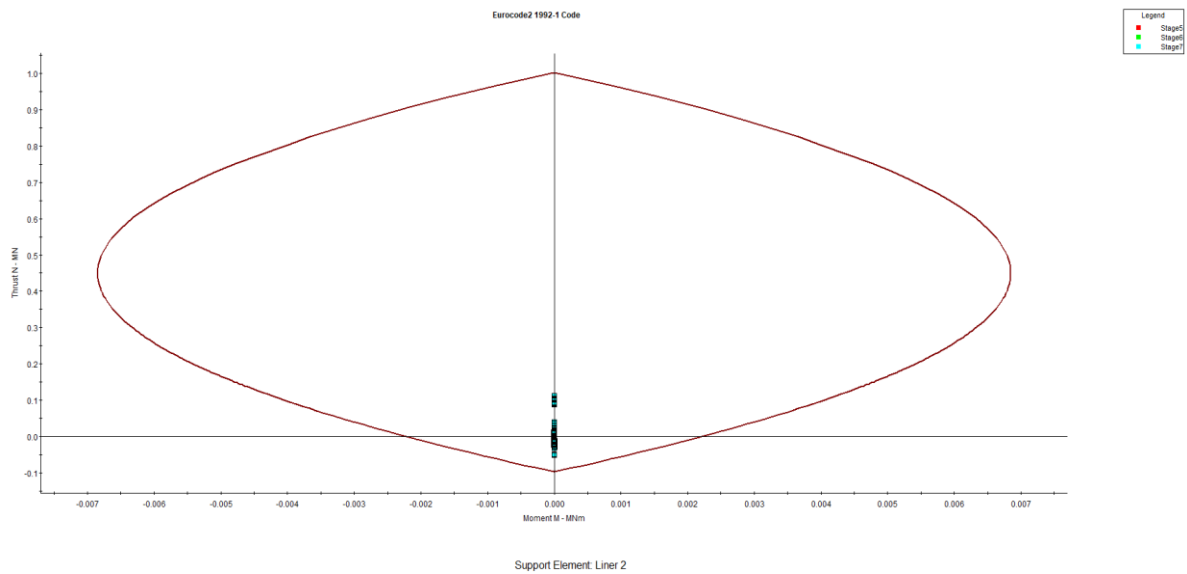


Διάγραμμα 7. 15: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων δαπέδου δεξαμενών

Στο παραπάνω διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων φαίνεται η συμπεριφορά των δαπέδων των θαλάμων καθόλη τη διάρκεια του έργου. Όπως εύκολα παρατηρεί κανείς υπάρχει απομείωση των συνολικών μετατοπίσεων κατά τη διάρκεια της εκσκαφής μέχρι να πάρουν τις ελάχιστες τιμές τους μετά το τελευταίο στάδιο εκσκαφής. Η ελάχιστη τιμή που παρατηρείται συνολικά είναι γύρω στα 4.7 χιλιοστά και αφορούν το μεσαίο θάλαμο αποθήκευσης. Στόεν λόγω μοντέλο ήταν αξιοσημείωτη η παρατήρηση της συμπεριφοράς των δαπέδων, καθώς σε αυτά τα σημεία μόνο υπήρξε ανάπτυξη πλαστικής ζώνης



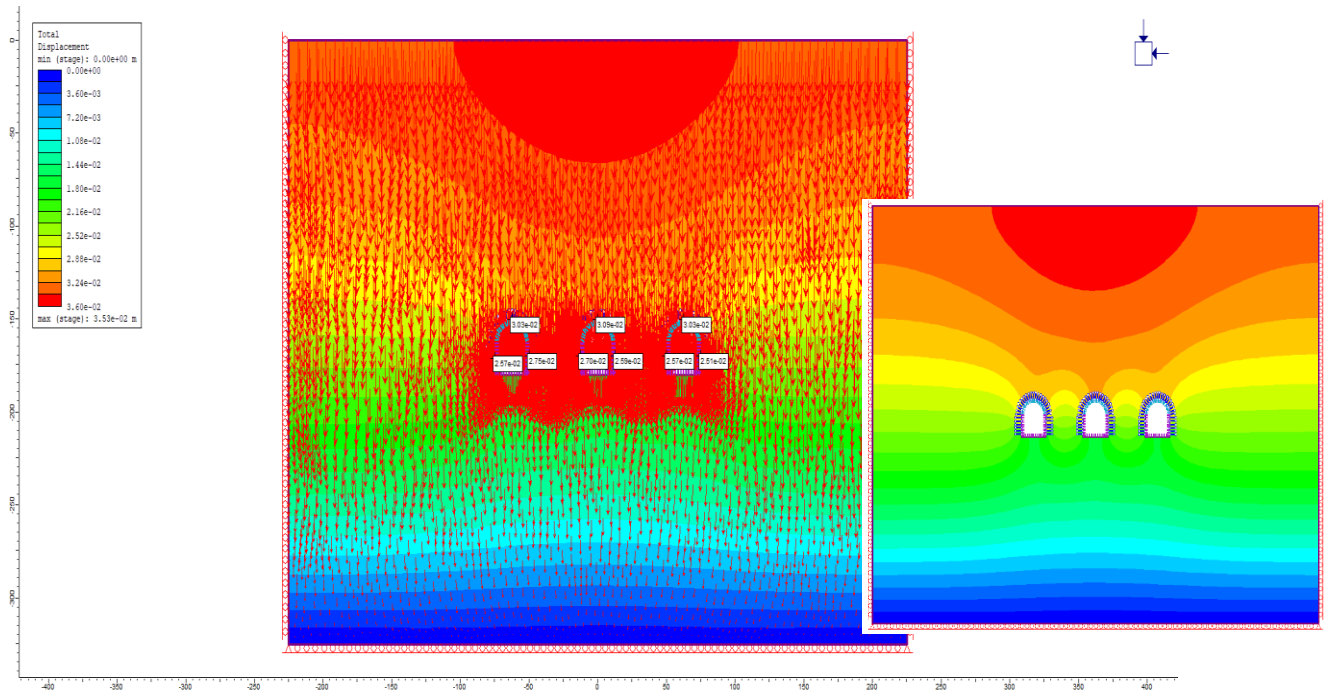
Διάγραμμα 7. 16:.Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης.



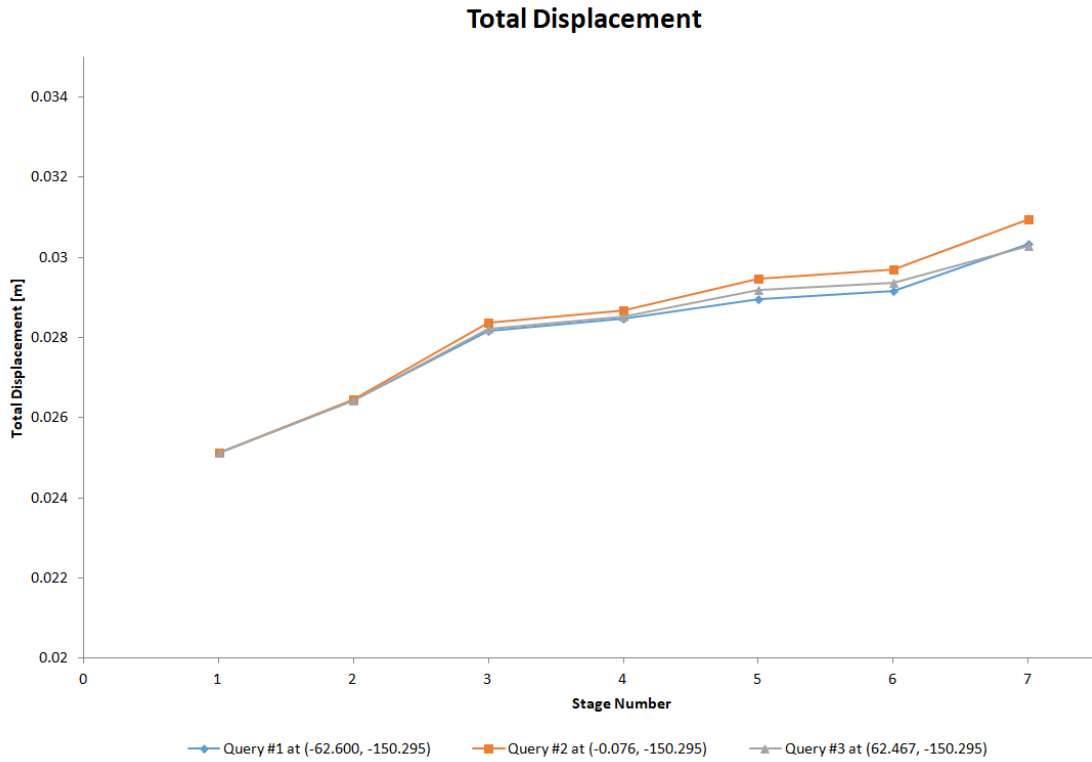
Διάγραμμα 7. 17:.Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών.

Τα προβλήματα και εδώ είναι αμελητέα ,η βραχώμαζα είναι αρκετά καλής ποιότητας και τα μέτρα υποστήριξης όπως φαίνεται υπερτερούν των αναγκάιων. Δεν υπάρχει αστοχία σε εφελκυσμό αλλά ούτε και σε θλίψη τόσο στη στέψη όσο και στις παρειές των δεξαμενών αποθήκευσης.

7.2.3. 25x30 απόσταση 37,5m

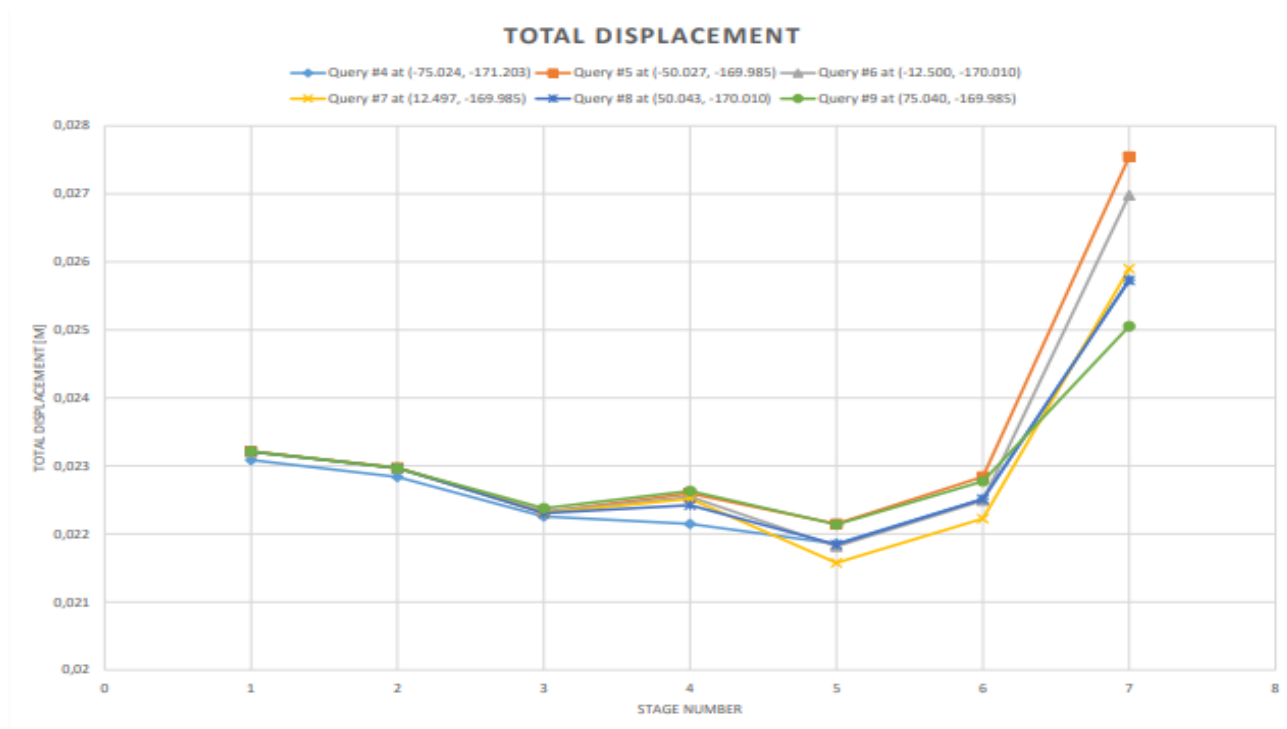


Εικόνα 7. 6: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων γύρω από τις δεξαμενές στη διατομή 25X30m



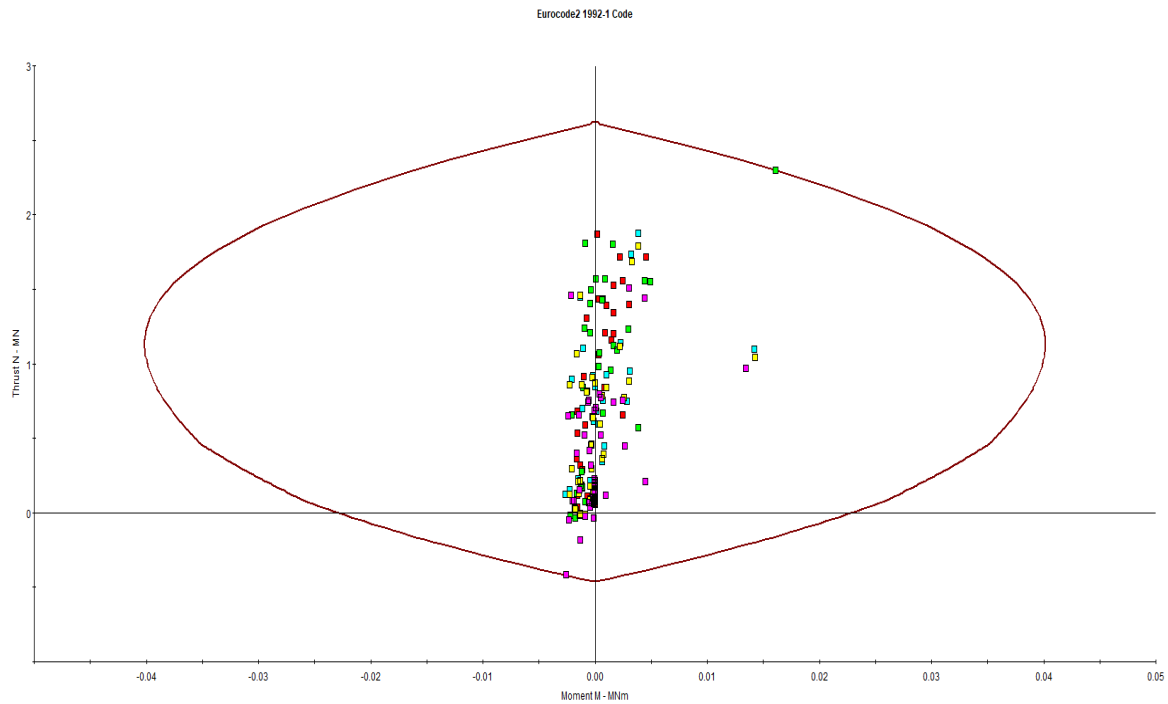
Διάγραμμα 7. 18: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών

Στην δεδομένη δοκιμή παρατηρούνται οι μεγαλύτερες συνολικές μετατοίσεις σε σχέση με όλα τα υπόλοιπα μοντέλα για βραχύμαζα με δείκτη GSI 60. Η συγκεκριμένη διατομή δίνει μέγιστη μετατόπιση 3,53 εκατοστά. Κατι τέτοιο δεν απαγορεύει την επιλογή της εν λόγω περιπτώσης προς εκσκαφή, παρολα αυτά είναι η πιο δύσκολη και ανεπιθύμητη .Στο από πάνω διάγραμμα φαίνεται η μεσαία διατομή να παρουσιάζει τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, σε σχέση με τις ακριανές.



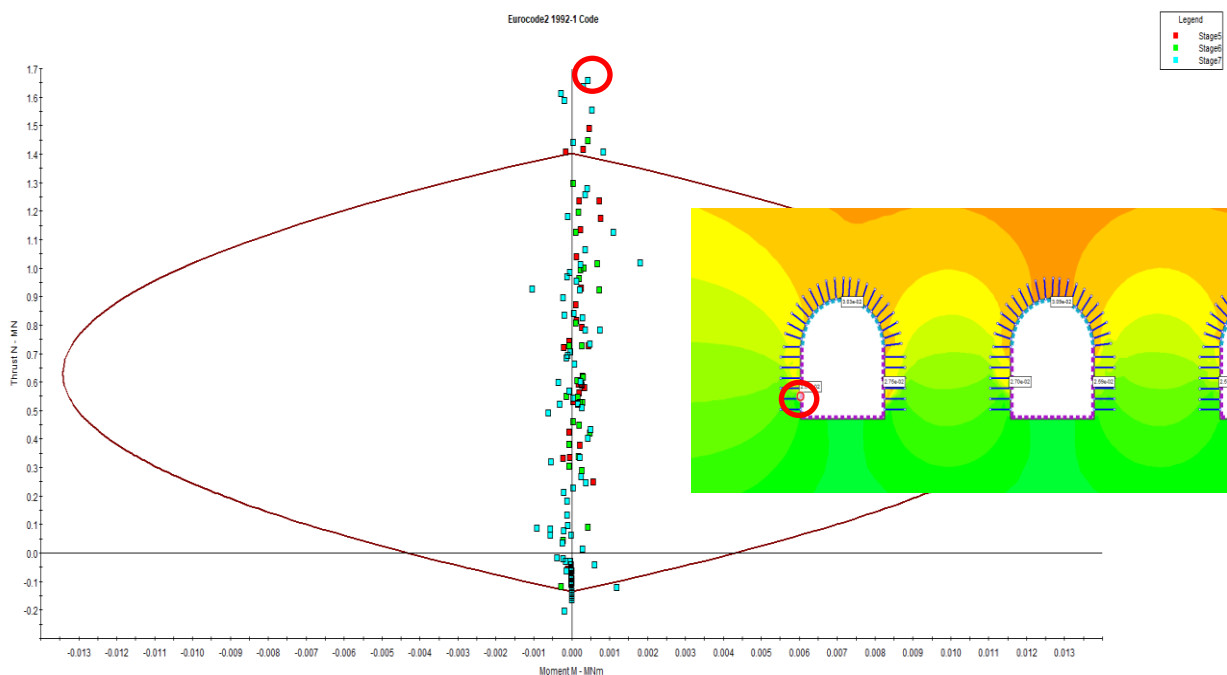
Διάγραμμα 7. 19: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων διακριτών σημείων στις παρειές των δεξαμενών

Η διατομή 25X30 στο GSI 60 έδωσε την παραπάνω εικόνα για τις συνολικές μετατοπίσεις στη μέση των παρειών των δεξαμενών. Όπως παρατηρείται οι μετατοπίσεις αυξάνονται κατά τη διάρκεια εκσκαφής του τελευταίου τμήματος. Η μέγιστη τιμή αντιστοιχεί στην αριστερή παρειά του μεσαίου θαλάμου και η τιμή της ανέρχεται στα περίπου 2,8 cm.



Support Element: Liner 1

Διάγραμμα 7. 20: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης.



Support Element: Liner 2

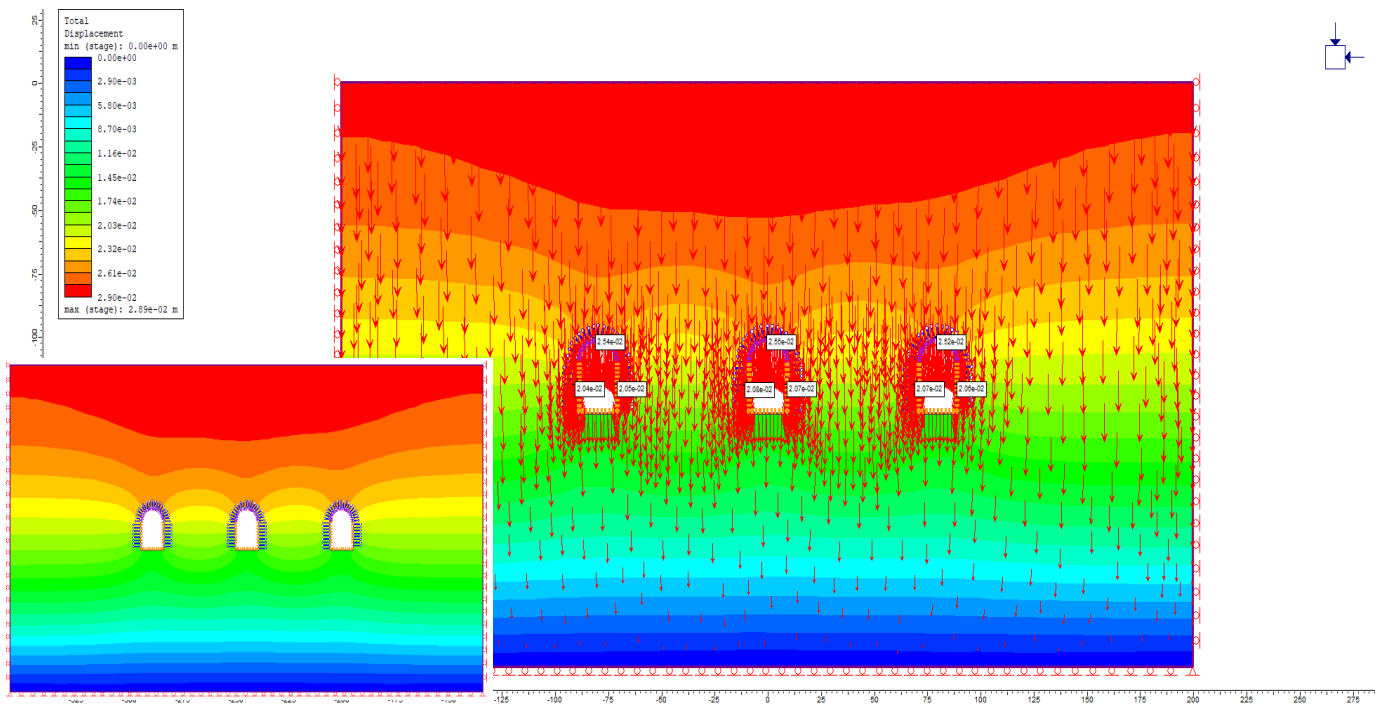
Διάγραμμα 7. 21: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών.

Παραπάνω απεικονίζονται τα διαγράμματα συμπεριφοράς της επένδυσης σκυροδέματος τόσο της στέψης των δεξαμενών, όσο και των παρειών τους. Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι η συμπεριφορά που φαίνεται να υπάρχει στην απεικόνιση της πλαστικής ζώνης γύρω από τις δεξαμενές απωτυπώνεται και στα

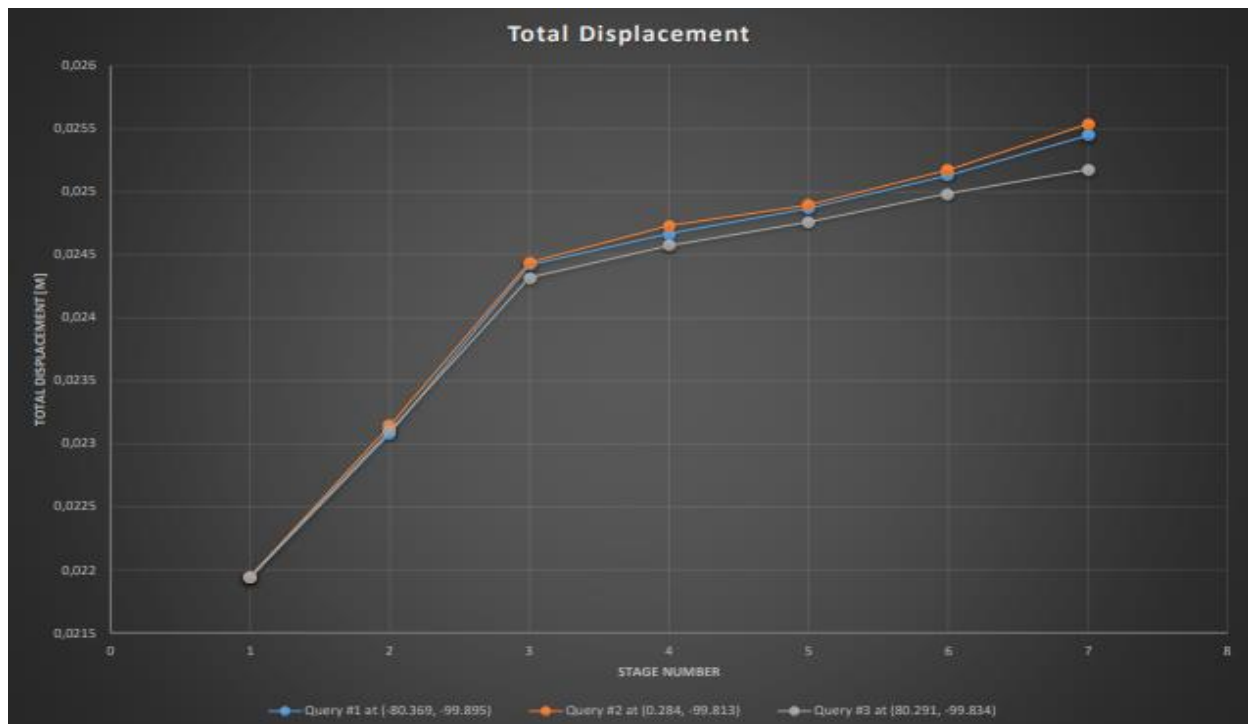
διαγράμματα. Ενώ στη στέψη δεν υπάρχει κάποιο πρόβλημα στην αντοχή του σκυροδέματος, στις παρειές φαίνεται ότι η διεύρυνση της πλαστικής ζώνης πέρα και από τα συστήματα αγκύρωσης δημιουργεί προβλήματα και στο σκυρόδεμα. Πιο συγκεκριμένα, ήδη από το δεύτερο στάδιο εκσκαφής παρατηρούνται αστοχίες σε μονοαξονική θλίψη στο σκυρόδεμα. Μετά και το τελευταίο τάδιο εκσκαφής έχει πια επεκταθεί η αστοχία και σε εφελκυσμό.

7.1 Επιλεγμένα Μοντέλα για GSI 50

7.3.1.20X30 απόσταση 60m



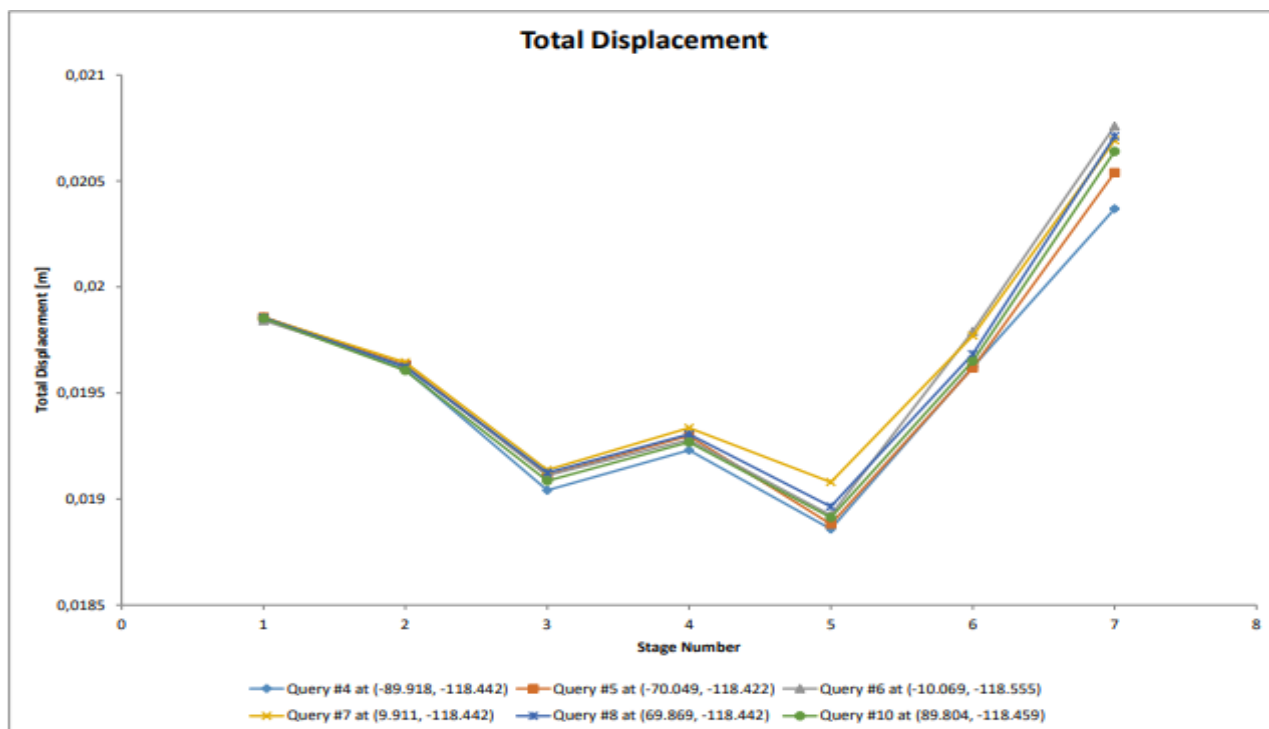
Εικόνα 7. 7: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων στη διατομή 20x30m απόσταση



60m

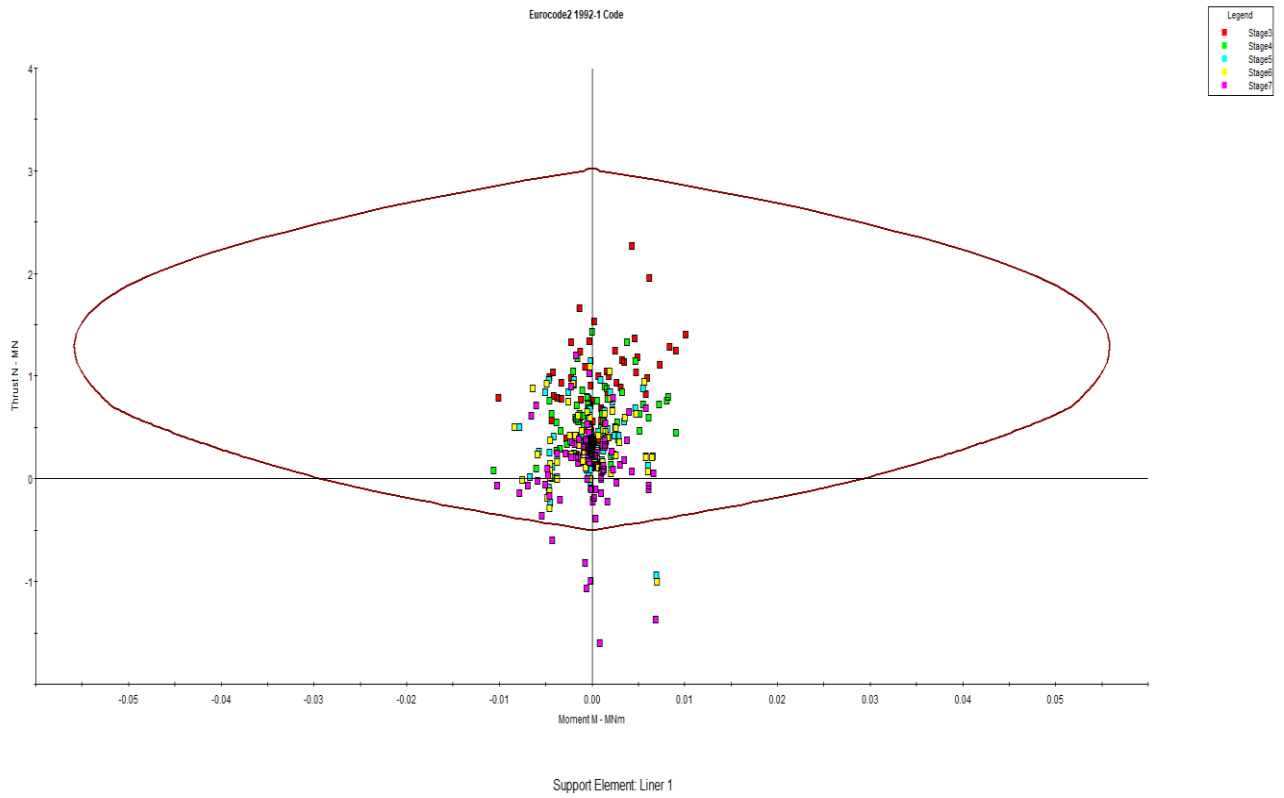
Διάγραμμα 7. 22: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών

Ο έλεγχος στη συγκεκριμένη διατομή έγινε σε διάφορες αποστάσεις θαλάμων. Τελικά επιλέχθηκε ως βέλτιστη περίπτωση αυτή της απόστασης των 60m μεταξύ τους καθώς η επιρροή του ενός θαλάμου στον άλλον ήταν μικρότερη και οι συνολικές μετατοπίσεις μειώθηκαν αισθητά. Πιο συγκεκριμένα η μέγιστη τιμή τους έφτασε τα 2,8 εκατοστά με τη μέγιστη στη στέψη της μεσαίας δεξαμενής να ανέρχεται στα 2,5 εκατοστά.

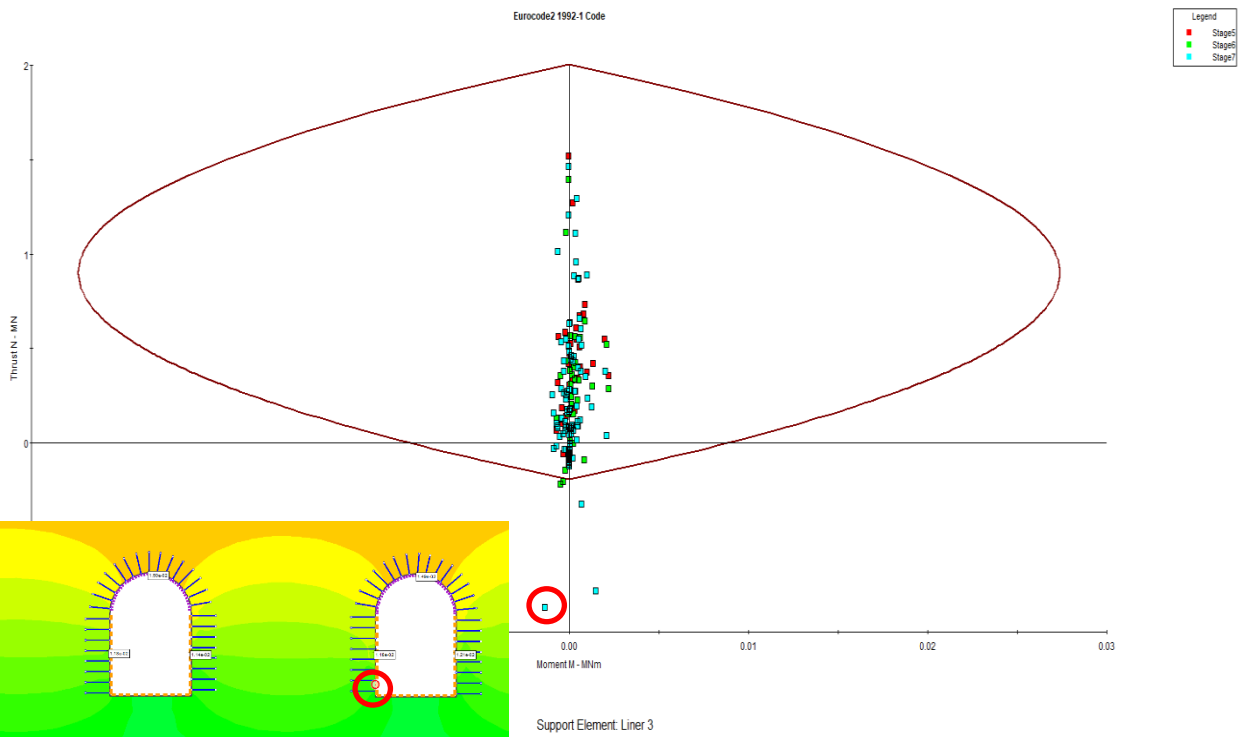


Διάγραμμα 7. 23: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων των παρειών των δεξαμενών αποθήκευσης

Στο παραπάνω διάγραμμα φαίνεται η συμπεριφορά των θαλάμων όσον αφορά τις μετατοπίσεις στη μέση των παρειών τους. Μετά τη 1^η φάση εκσκαφής και όσο υπάρχει χαλάρωση του πετρώματος μεταξύ των φάσεων παρατηρείται μια μικρή αύξηση των μετατοπίσεων, η οποία βέβαια έρχεται σε απομείωση. Μετά και από το δεύτερο στάδιο εκσκαφής οι μετατοπίσεις ανεβαίνουν κατακόρυφα μέχρι να φτάσουν στη τελική τιμή τους. Η μέγιστη παρατηρείται στην αριστερή παρειά του μεσαίου θαλάμου και είναι της τάξεως του περίπου των 2,07 cm.



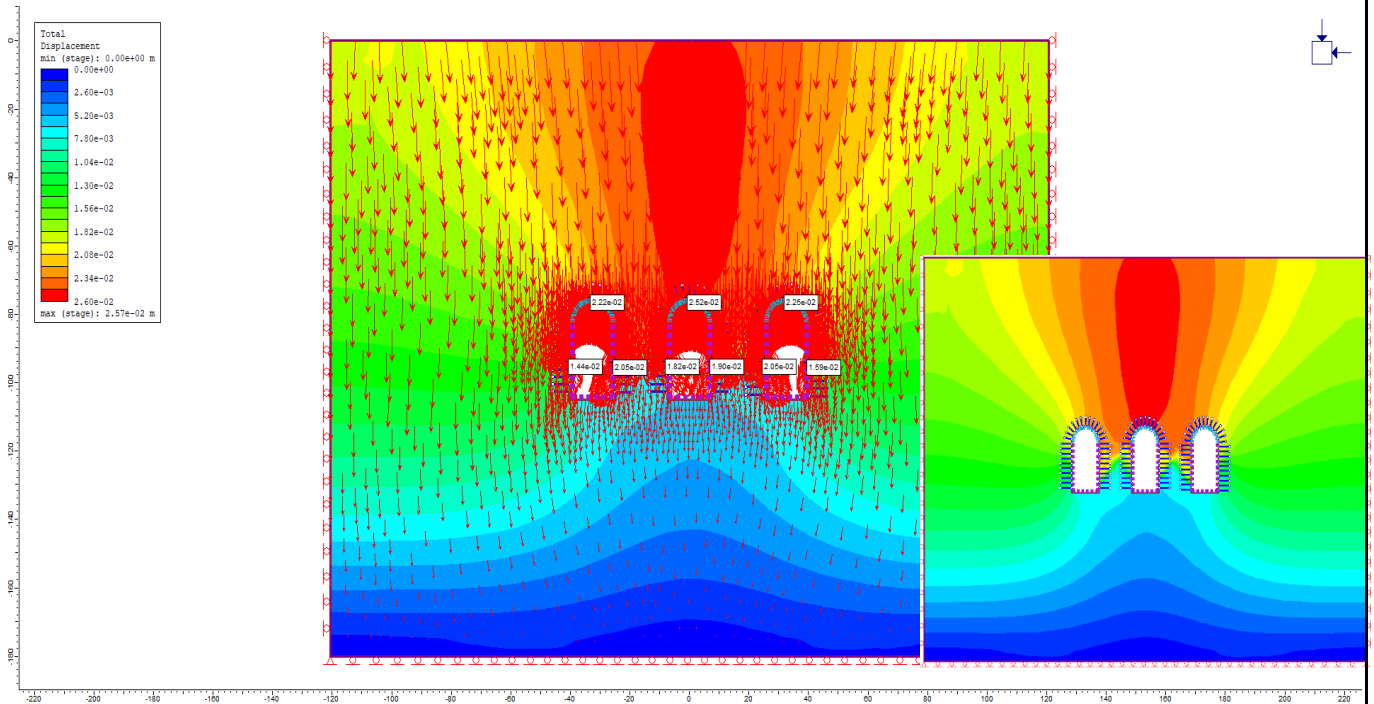
Διάγραμμα 7. 24: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης.



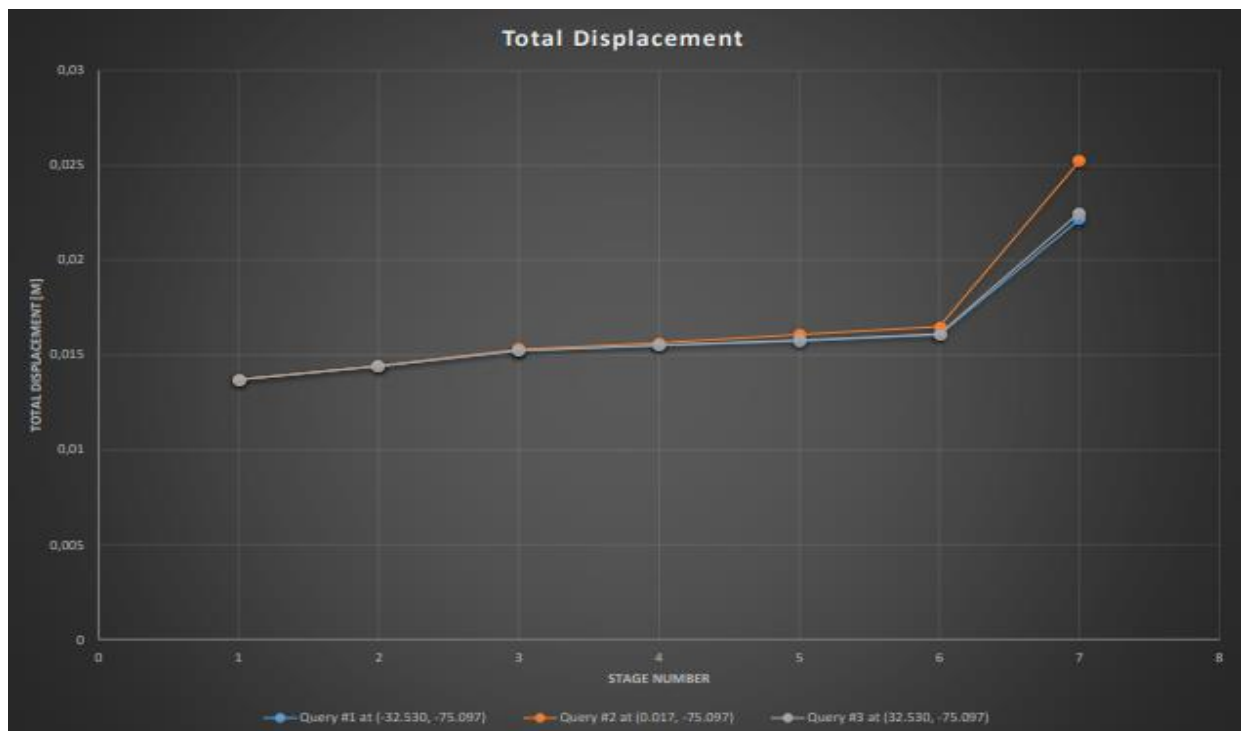
Διάγραμμα 7. 25: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών.

Όσον αφορά την επένδυση του σκυροδέματος τόσο στη στέψη όσο και στα πλάγια των εκσκαπόμενων δεξαμενών φαίνεται να υπάρχει αστοχία μόνο σε εφελκυσμό ήδη από το δεύτερο στάδιο της εκσκαφής και μόνο σε κάποια επιμέρους σημεία. Ωστόσο δεν καθιστά κατι τετοιο αποτρεπτικό το έργο με τα εν λόγω χαρακτηριστικά. Ίσως στην εν λόγω δοκιμή να χρειαζόταν κάποιο καλύτερης ποιότητας τσιμέντο.

7.3.2.15X30 απόσταση 22,5m

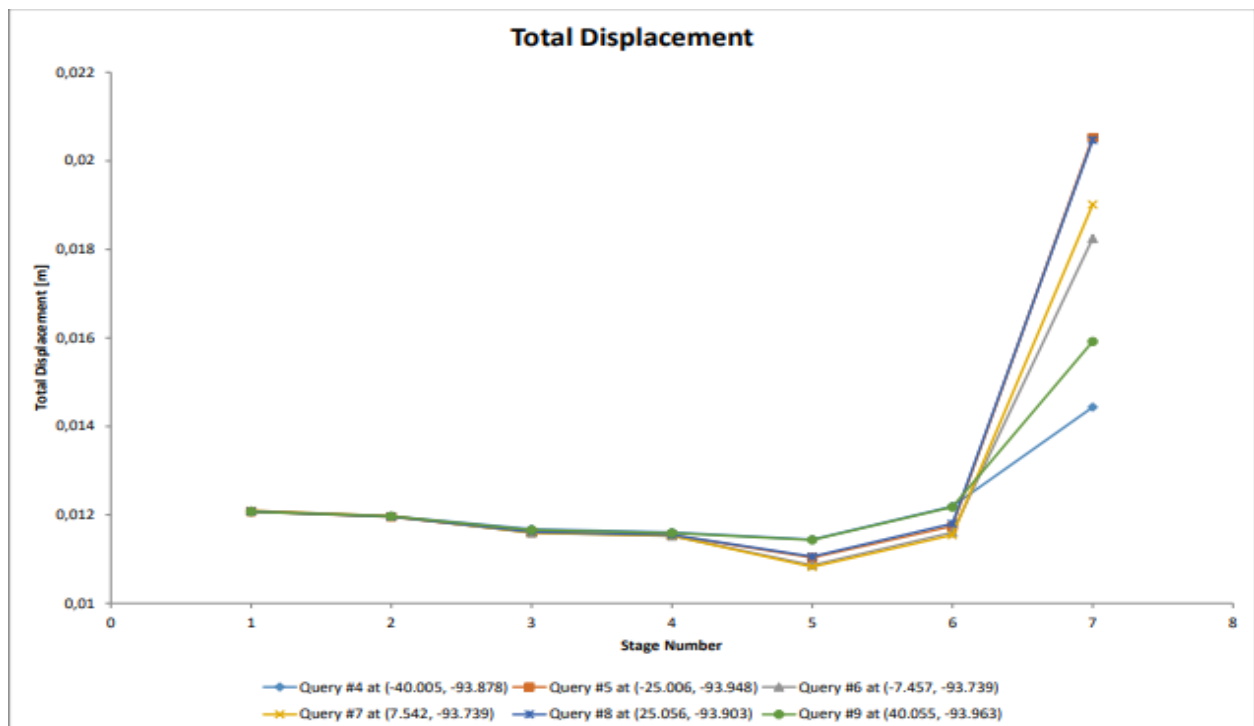


Εικόνα 7. 8: Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων 15X30 m



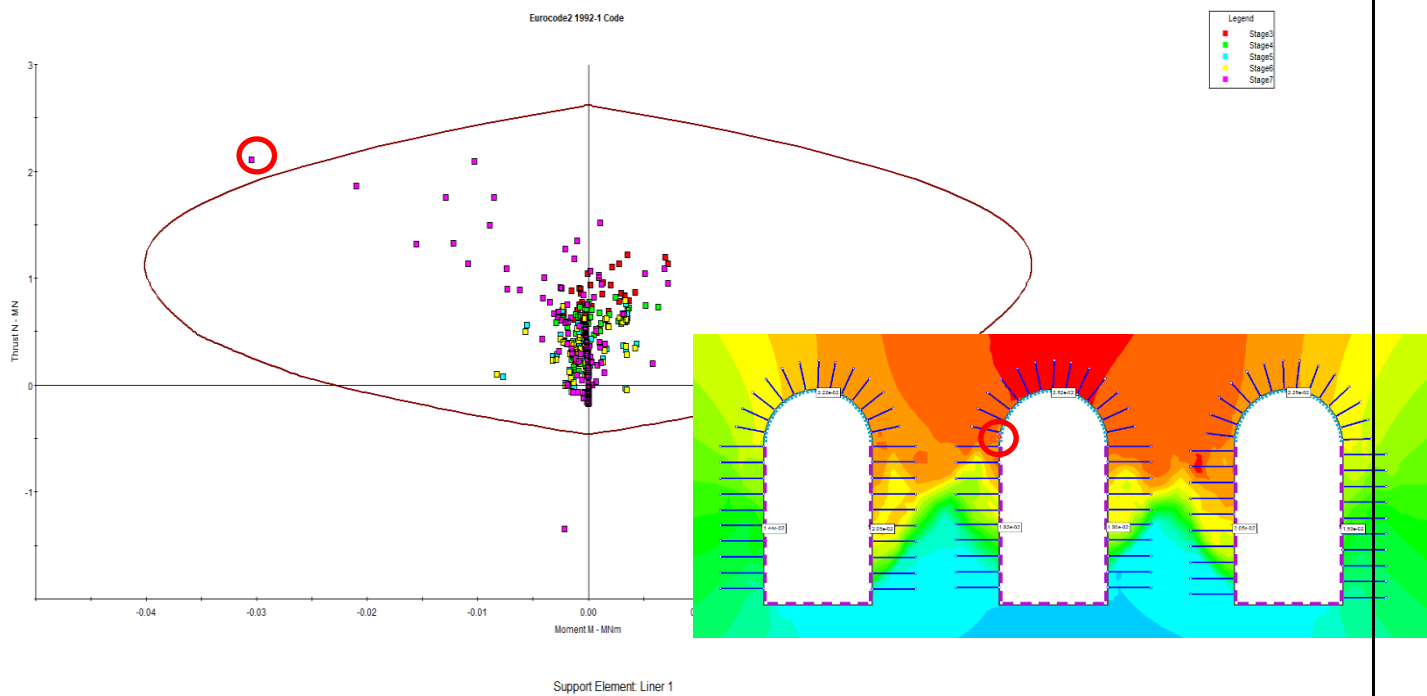
Διάγραμμα 7. 26: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων στέψης δεξαμενών

Στην εν λόγω δοκιμή παρατηρούμε μια ενδιαφέρουσα εικόνα σε σχέση με όλα τα υπόλοιπα σενάρια. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες μετατοπίσεις επικεντρώνονται στο μεσαίο θάλαμο και ιδιαίτερα γύρω από τη στέψη του με τη μέγιστη να φτάνει τα 2,5 εκατοστά. Από την άλλη ταυτόχρονα οι μικρότερες συνολικές μετατοπίσεις παρατηρούνται και πάλι στον μεσαίο θάλαμο αλλά αυτή τη φορά στο δάπεδο του και μετά το δεύτερο στάδιο εκσκαφής.

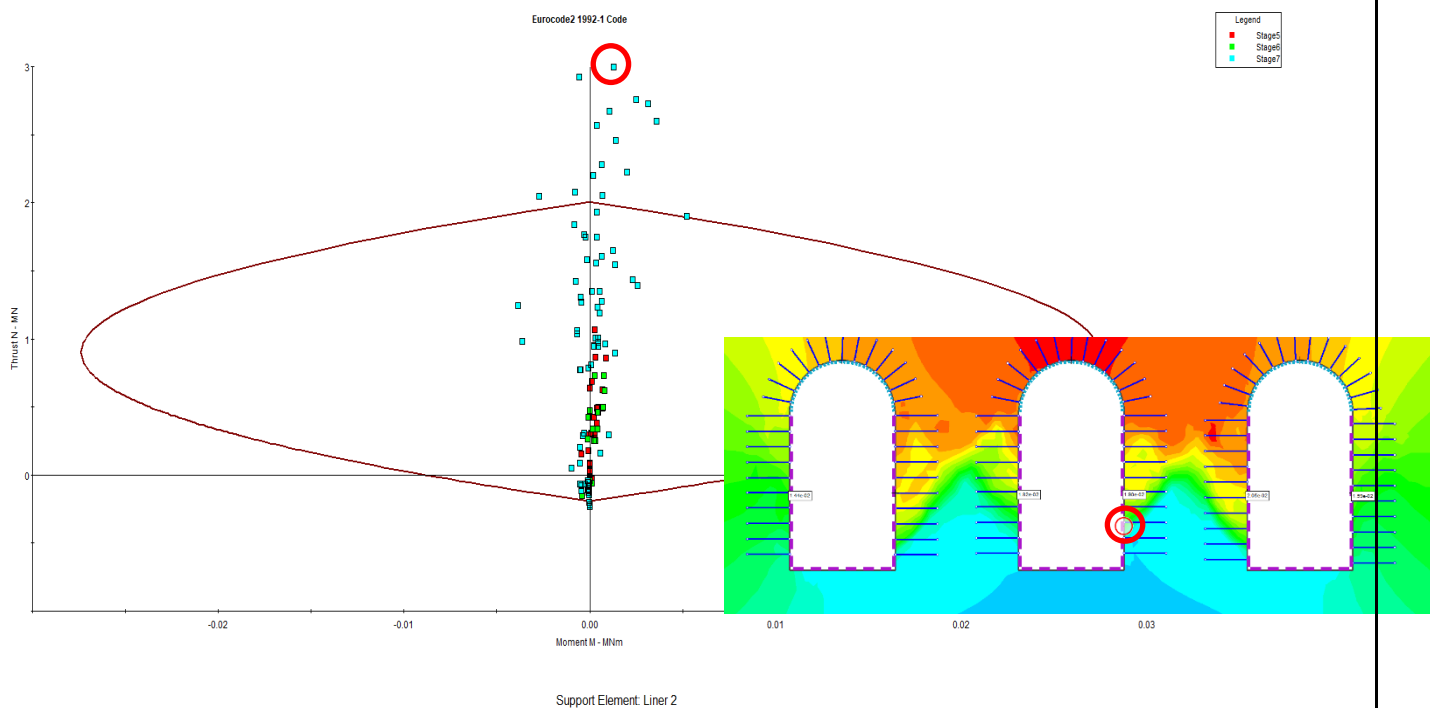


Διάγραμμα 7. 27: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων παρειών δεξαμενών αποθήκευσης

Στο συγκεκριμένο διάγραμμα για GSI50 φαίνεται μια γενικά σταθερή πορεία των τιμών των μετατοπίσεων μέχρι και λίγο μετά την εκσκαφή του δεύτερου τμήματος των δεξαμενών. Από εκεί και πέρα υπάρχει κατακόρυφη αύξηση των τιμών με μέγιστη αυτή των σημείων δύο σε αριθμό παρειών των δεξαμενών. Πιο συγκεκριμένα η δεξιά παρειά της πρώτης δεξαμενής και η αριστερή παρειά της τρίτης δεξαμενής παίρνουν μέγιστη τιμή κοντά στα 2,1 cm.



Διάγραμμα 7. 28: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης.

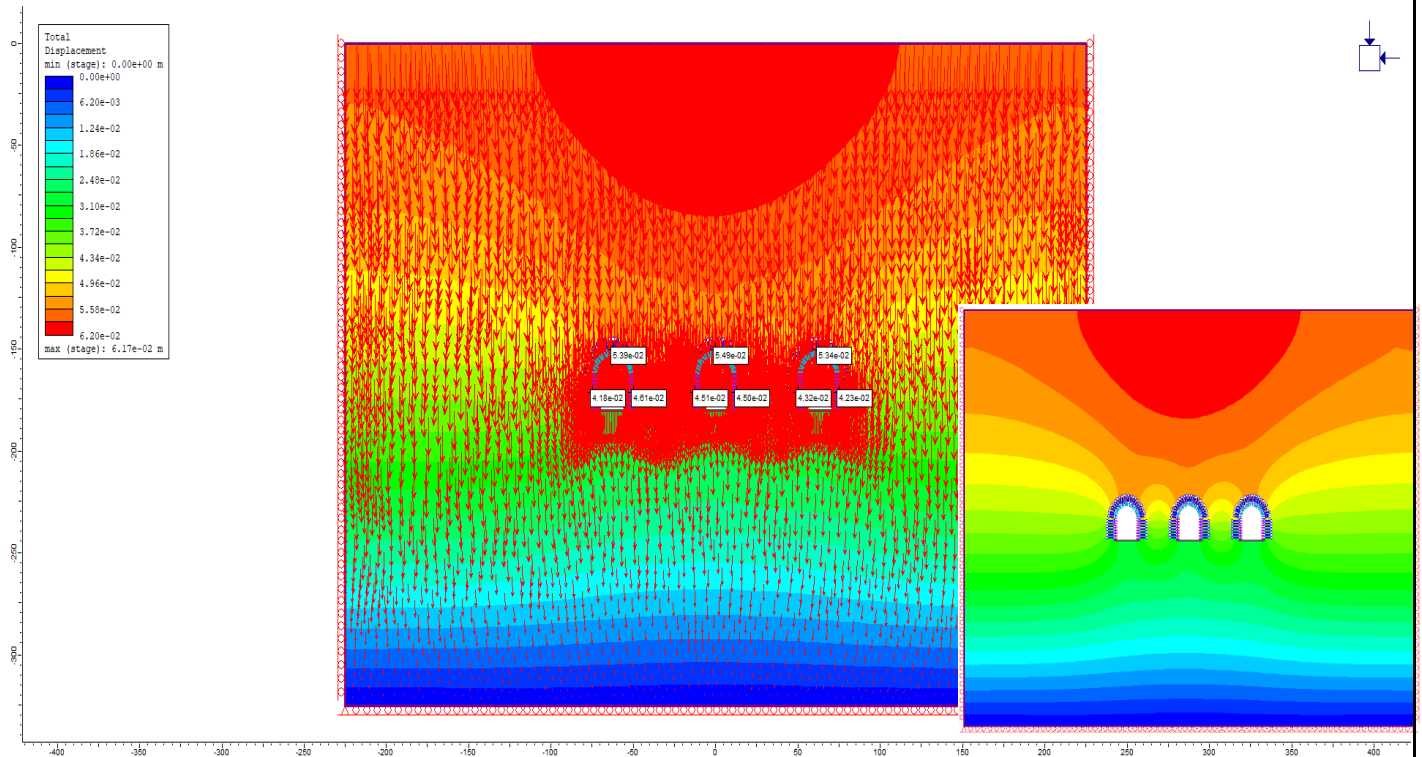


Διάγραμμα 7. 29: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών δεξαμενών αποθήκευσης.

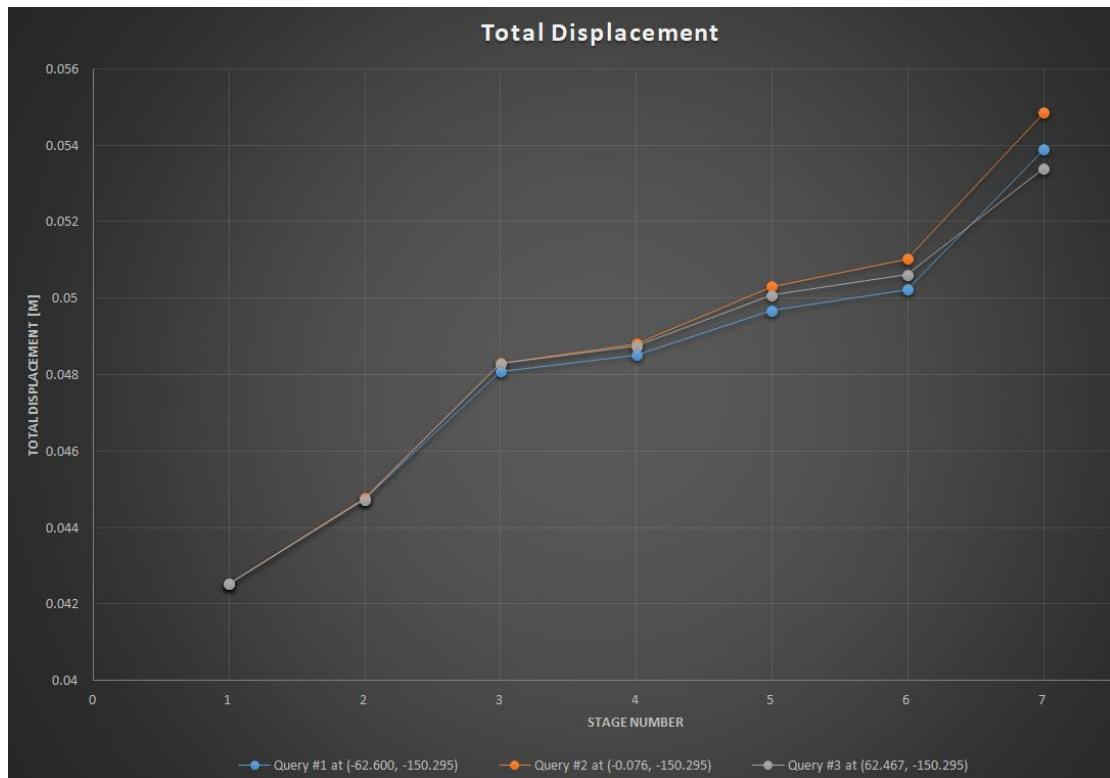
Στα παραπάνω διάγραμμα της παρατήρησης της συμπεριφοράς του τσιμέντου διαπιστώνεται ότι υπάρχει μια εμφάνιση αστοχίας σε θλίψη στο τελευταίο στάδιο

εκκαφής .Στη στέψη των δεξαμενών η κατάσταση είναι σαφως καλύτερη απότι στις παρειές όπου φαίνεται η αστοχία να επεκτείνεται σε περισσότερα σημεία.Και από πλευράς αστοχίας των μέτρων υποστήριξης φαίνεται ότι το εν λόγω μοντέλο είναι το χειρότερο καθόλη τη διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε σε όλα τα σενάρια.

7.3.3.25X30 απόσταση 37,5m

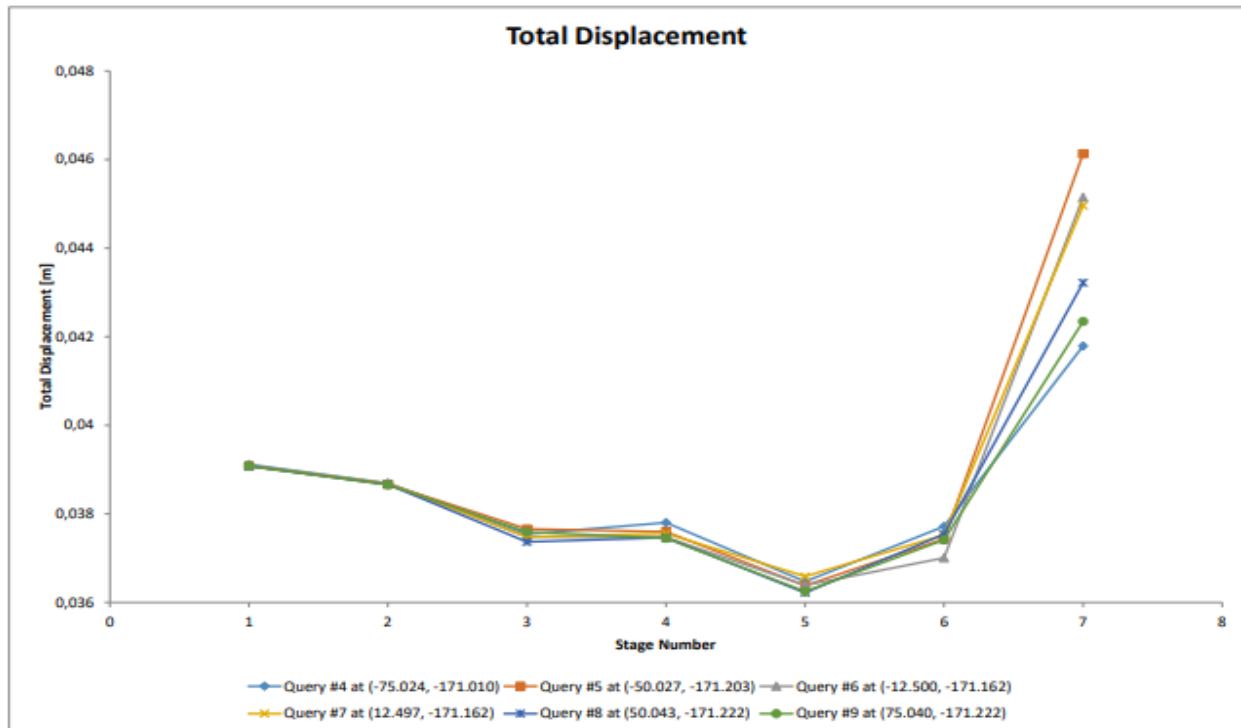


Εικόνα 7. 9:Απεικόνιση συνολικών μετατοπίσεων στη διατομή 25X30m



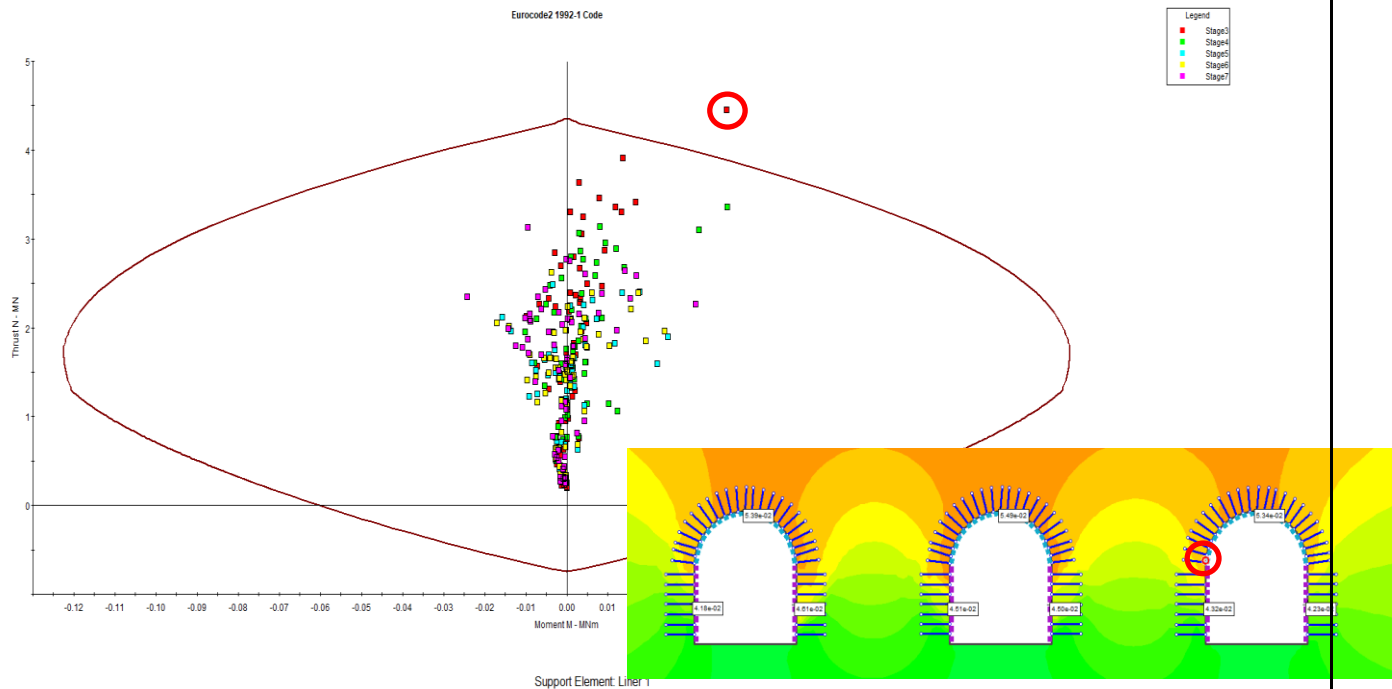
Διάγραμμα 7. 30: Διάγραμμα συνολικής μετατόπισης στέψης δεξαμενών

Το εν λόγω μοντέλο που είναι και αυτό με τη μεγαλύτερη χωρητικότητα, δίνει αρκετά υψηλές μετατοπίσεις σε σύγκριση με τα υπόλοιπα προς διερεύνηση και αποτελεί μια όχι και τόσο επιθυμητή επιλογή παρόλη τη χωρητικότητα που λειτουργεί ως πλεονέκτημα. Στη στέψη των δεξαμενών την μεγαλύτερη μετατόπιση παρουσιάζει ο μεσαίος θάλαμος με τιμή 5,5cm.

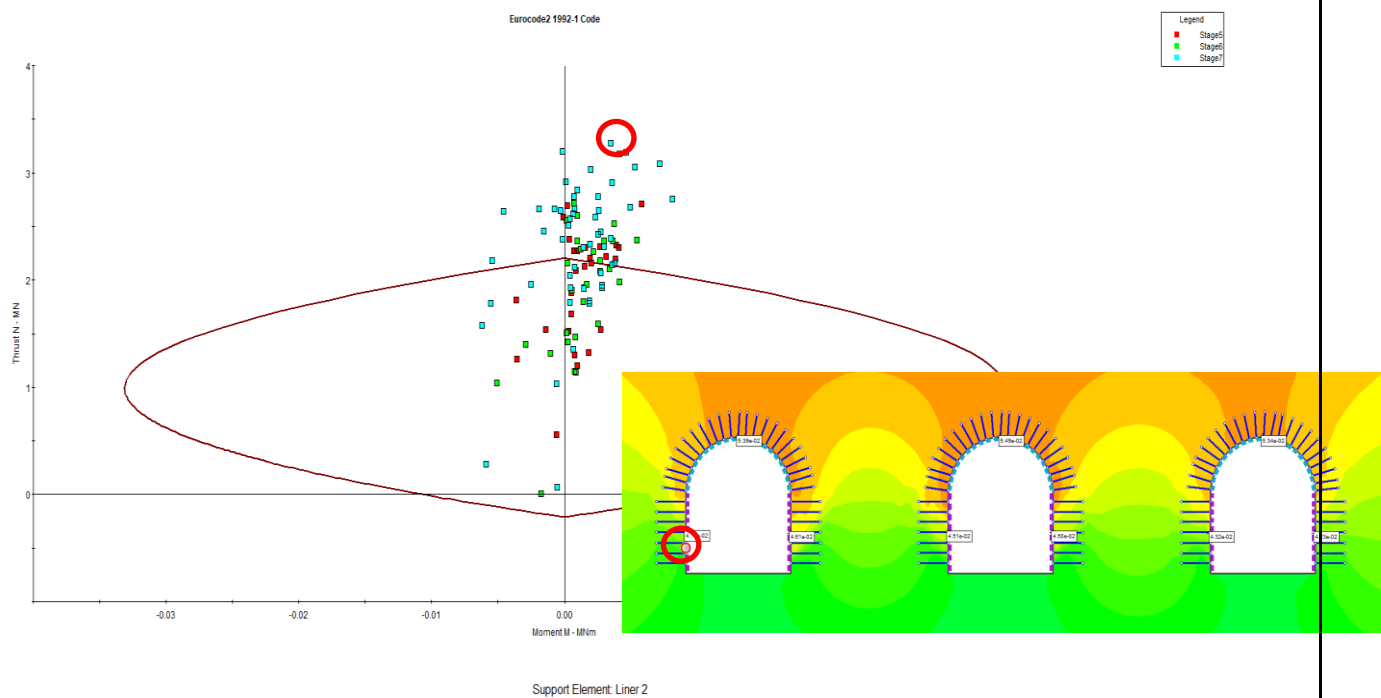


Διάγραμμα 7. 31: Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων σε διακριτά σημεία στη μέση των παρειών των δεξαμενών αποθήκευσης

Σε αυτήν την διατομή φαίνεται επίσης μια ομαλή πορεία στις τιμές των συνολικών μετατοπίσεων με τη διαφορά ότι την στιγμή της εκκίνησης της όρυξης του δεύτερου σταδίου των δεξαμενών οι μετατοπίσεις σχεδόν μηδενίζονται. Ωστόσο καθώς το πέτρωμα περνά στο στάδιο της χαλάρωσης και ξεκινά και η εκσκαφή του τρίτου τμήματος των θαλάμων οι συνολικές μετατοπίσεις αυξάνονται κατακόρυφα μέχρι να φτάσουν τη μέγιστη τιμή τους. Η μέγιστη τιμή αντιστοιχεί στη δεξιά παρεία του αριστερού θαλάμου και ανέρχεται στα 4,7 cm, τιμή η οποία όπως είναι κατανοητό αποτελεί πρόβλημα για το έργο και θα έπρεπε να ληφθεί υπόψη για την περίπτωση αλλαγής των μέτρων υποστήριξης.



Διάγραμμα 7. 32: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης στέψης.



Διάγραμμα 7. 33: Διάγραμμα συμπεριφοράς σκυροδέματος επένδυσης παρειών.

Η αξιολόγηση των παραπάνω διαγραμμάτων φέρει το συμπέρασμα ότι ενώ στη στέψη με την υπάρχουσα υποστήριξη δεν υπάρχει ιδιαίτερο πρόβλημα αστοχίας του σκυροδέματος, η εικόνα διαφέρει εντελώς στη περίπτωση των παρειών. Εκεί ήδη από το δεύτερο στάδιο εκσκαφής υπάρχει πρόβλημα και αστοχία του σκυροδέματος σε θλίψη. Επομένως σίγουρα θα πρέπει να διερευνηθεί εκ νέου η υποστήριξη για την εν λόγω διατομή.

8 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Ύστερα από τον σχολιασμό και τη διαγραμματική ανάλυση των μοντέλων που διερευνήθηκαν καθίσταται αναγκαία και η σύγκριση τους ως προς τις διαφορές που παρουσιάζουν ίδιας διατομής δεξαμενές σε διαφορετικές συνθήκες. Είναι λογικό η συμπεριφορά μιας διατομής να αλλάζει όταν αυτή βρίσκεται σε βραχώμαζα υψηλής ή χαμηλής ποιότητας. Κάτι τέτοιο φαίνεται και στα αποτελέσματα τόσο της μετατόπισης όσο και της ανάπτυξης της πλαστικής ζώνης γύρω από τις δεξαμενές. Κάθε δεξαμενή, ανάλογα τη βραχώμαζα στην οποία θα εκσκαφτεί, είναι σαφές ότι θα υποστηριχτεί και διαφορετικά. Επομένως η υποστήριξη, η οποία σε όλα τα μοντέλα γινόταν πιο βαριά, όσο η ποιότητα της βραχώμαζας μειωνόταν, δεν θα αναλυθεί συγκριτικά, καθώς δεν αποτελεί αξιοσημείωτη διαφορά.

Διατομή 15X30m

Για την διατομή 15X30 m οι μέγιστες συνολικές μετατοπίσεις γενικά δεν ήταν τόσο μεγάλες ακόμα και για GSI 50. Από τα 6 mm στη καλύτερη ποιότητα βραχώμαζας αυξήθηκε στο 1,06 cm για GSI 60 και τελικά έφτασε στα 2,57 cm για GSI 50. Αντίστοιχα στην περίπτωση της πλαστικής ζώνης γύρω από τις δεξαμενές σταδιακά αυτή αναπτύχθηκε πρώτα στις παρειές κι έφτασε στο GSI 50 να περικλείει τις δεξαμενές εξ ολοκλήρου.

Διατομή 18X30m

Οι συνολικές μετατοπίσεις εδώ, ξεκινώντας από το GSI 75 και τα 8.19 mm, αυξήθηκαν στα 1.46 cm για GSI 60 και τελικά έφτασαν μέχρι και τα 2.39 cm για GSI 50. Η πλαστική ζώνη ενώ είναι ανύπαρκτη στο GSI 75 ξεκινά να αναπτύσσεται στις παρειές των δεξαμενών στο GSI 60 και καταλήγει για GSI 50 να πλαισιώνει όλες τις δεξαμενές κατά την περίμετρο τους.

Διατομή 25X30m

Η μέγιστη συνολική μετατόπιση για την εν λόγω διατομή παίρνει μεγαλύτερες τιμές ήδη από την ανάλυση του GSI 75 (2.14 cm). Αυξάνεται στα 3.53 cm για GSI 60 και φτάνει στη μέγιστη τιμή για συνολική μετατόπιση όλων των μοντέλων που ελέγχθηκαν (6.17 cm). Όπως είναι κατανοητό, μετατόπιση της τάξεως των 6 cm καθιστά το μοντέλο χειρότερο σε σχέση με τα υπόλοιπα προς κατασκευή σε βραχώμαζα με GSI 50. Η ανάπτυξη πλαστικής ζώνης για GSI 75 ξεκινά από το πάτωμα και τις παρειές των δεξαμενών. Αντίστοιχα παρατηρείται για το ίδιο μοντέλο στο GSI 60 ανάπτυξη πλαστικής ζώνης γύρω από τις δεξαμενές χωρίς να υπερβαίνει την υποστήριξη και τελικά, όπως και για τις μετατοπίσεις έτσι και στην μελέτη της πλαστικής ζώνης, η τελευταία έχει αναπτυχθεί παντού γύρω από τις δεξαμενές αποθήκευσης.

Διατομές με πλάτος 20 m και ύψος 25-27 m

Οι συμπεριφορά αυτών των διατομών είναι παρόμοια καθώς για GSI 75 και οι δύο έχουν συνολική μέγιστη μετατόπιση 1.08 cm και μηδενική πλαστική ζώνη. Για GSI 60 διαφοροποιούν ελάχιστα τις διαφορές τους από 1.80 cm (20x27) έως 1.74 cm (20x25) και η πλαστική ζώνη ξεκινά να αναπτύσσεται λίγο στις παρειές των δεξαμενών. Τέλος για GSI 50 και στις δύο περιπτώσεις η μέγιστη συνολική μετατόπιση ήταν της τάξεως των 3.03 cm και η πλαστική ζώνη παρατηρήθηκε σε όλη την περίμετρο των θαλάμων.

Διατομή 20X30m

Για τη διατομή αυτή πραγματοποιήθηκαν εκτός από αριθμητικές αναλύσεις με βάση το GSI και αναλύσεις με βάση διαφορετικές αποστάσεις μεταξύ των θαλάμων αποθήκευσης. Για τις αποστάσεις 25 μέχρι και 60 m σε συνδυασμό με το GSI 75 οι διαφορές στις μέγιστες μετατοπίσεις δεν ήταν μεγάλες, 1.07-1.08 cm. Η κατάσταση στο GSI 60 άλλαξε σε ένα βαθμό και οι μετατοπίσεις κυμαίνονταν από 1.68-1.75 cm και στο GSI 50 έφτασαν στο εύρος των 2.89-3.00 cm. Και πάλι η πλαστική ζώνη ενώ ήταν ανύπαρκτη στο GSI 75 αναπτύχθηκε στις παρειές για GSI 60 και εμφανίστηκε πιο έντονα για GSI 50 γύρω από τους θαλάμους.

9 ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ύστερα από την διερεύνηση όλων των παραπάνω μοντέλων και διαφορετικών σεναρίων για υπόγειες δεξαμενές αποθήκευσης υδρογονανθράκων είναι κατανοητό ότι οι τρεις διαφορετικοί παράγοντες που επιλέχθηκαν αρχικά σαν γνώμονες αναφοράς είναι και αυτοί που επηρεάζουν ένα έργο υπόγειων θαλάμων. Τόσο η ποιότητα της βραχόμαζας, η διατομή όσο και η απόσταση των θαλάμων μεταξύ τους αποτελούν χαρακτηριστικά που μπορούν να καταστήσουν ένα έργο υλοποιήσιμο η μη σε πρώτη φάση και σε δεύτερη φάση φυσικά οικονομικά πιο αποδεκτό. Η βραχόμαζα ως πρώτος παράγοντας θα καταστήσει μια περιοχή κατάλληλη η μη για τα εν λόγω έργα μιας και είναι απαραίτητη η ύπαρξη μιας καλής μέχρι μέτριας βραχόμαζας για να μπορέσει το έργο να ευσταθεί χωρίς προβλήματα μακροπρόθεσμα. Εν συνεχεία η διατομή, παίρνοντας βέβαια και υπόψη τη βραχόμαζα που βρίσκεται αποτελεί και αυτή κύριο παράγοντα επιρροής μιας και το κατάλληλο άνοιγμα θα είναι αυτό που θα καταφέρει να σταθεί ακέραιο στις τάσεις που θα του επιρριφθούν τόσο κατά τη διάρκεια αλλά και μετά την κατασκευή του έργου. Με στόχο την επιλογή του μοντέλου έχοντας ως γνώμονα την μέγιστη χωρητικότητα μιας δεξαμενής για αποθήκευση πετρελαίου αλλά ταυτόχρονα και τη ευστάθεια ενός τέτοιου έργου καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι οι δεξαμενές με πλάτος 20m και ύψος 27-30 m πληρούν τις παραπάνω προϋποθέσεις. Για κάθε διαφορετικό δείκτη GSI που ελέγχθηκε, οι διατομές με τα παραπάνω χαρακτηριστικά παρουσίασαν συνολικές μετατοπίσεις που κυμαίνονταν στα 2.9cm (gsi50), 1.7cm (gsi60) και 1.0cm (gsi75). Οι μετατοπίσεις αυτές σε σχέση με το σκοπό για τον οποίο πραγματοποιούνται τέτοιου είδους έργα, δεν αποτελούν ουσιώδους σημασίας και δεν επηρεάζουν τη μακροχρόνια ευστάθεια του έργου. Τρίτο αλλά όχι λιγότερο σημαντικό χαρακτηριστικό ενός υπόγειου έργου αποθήκευσης υδρογονανθράκων αποτελεί η απόσταση μεταξύ των θαλάμων, δηλαδή πρακτικά το πλάτος των στύλων ανάμεσα τους. Είναι ευρέως γνωστό ότι υπάρχει ένα εύρος απόστασης μεταξύ των θαλάμων, το οποίο είναι και το ιδανικό προκειμένου η επιρροή του ενός θαλάμου στον άλλον να είναι όσο το δυνατόν λιγότερη. Όπως παρατηρήθηκε και από τις εν λόγω δοκιμές δεν ισχύει το γεγονός ότι όσο μεγαλύτερη είναι αυτή η απόσταση τόσο μικρότερη η επιρροή της τάσης φόρτισης. Μάλιστα μετά τα 60 m, διάστημα ίσο δηλαδή με 3 διαμέτρους, όπως παραδειγματικά φάνηκε στις δοκιμές σε όλα τα μοντέλα ενώ προηγουμένως παρατηρούταν μείωση της τάσης φόρτισης μετέπειτα έπαιρνε πάλι αυξητική πορεία. Επομένως ύστερα από την μελέτη καταλήγει κανείς στο συμπέρασμα ότι το βέλτιστο εύρος αυτής της απόστασης κυμαίνεται μεταξύ των 2 με 2,5 διαμέτρων.

Από την άλλη μεριά σε ότι αφορά τα μέτρα υποστήριξης είναι σημαντικό να γίνει μια μελέτη πριν την τελική επιλογή τους, καθώς αυτά είναι που θα καθορίσουν ύστερα από τους παράγοντες που προαναφέρθηκαν την ευστάθεια του έργου

μακροπρόθεσμα , και ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου η ποιότητα της βραχόμαζας δεν βοηθά την κατασκευή του έργου αλλά δεν μπορεί και να αποφευχθεί η κατασκευή του σε μια τοποθεσία με μέτρια μηχανικά χαρακτηριστικά. Επομένως καθίστανται απαραίτητη η αγκύρωση και εσωτερική επένδυση με σκυρόδεμα ινοπλισμένο η μη σε όλα τα έργα που ελέγχθηκαν τουλάχιστον στη στέψη των δεξαμενών αν υπάρχει καλή ποιότητα βραχόμαζας , και στις παρειές σε περιπτώσεις που είναι πιο δυσχερές. Από την βιβλιογραφία έγινε γνωστό ότι συνήθως χρησιμοποιείται μαζί με τα δύο παραπάνω και συρματόσκοινα επιπλέον , παρόλα αυτά τα μοντέλα που ελέγχθηκαν πέτυχαν την ευστάθεια και χωρίς συρματόσκοινα. Το νομογράφημα Q βοηθά στην επιλογή των καταλληλότερων μέτρων υποστήριξης ανάλογα με το δείκτη GSI και RMR, παρόλα αυτά ως εμπειρική μέθοδος σίγουρα ανάλογα με την περίπτωση χωρά και βελτιώσεις .Επομένως για την κατασκευή υπόγειων θαλάμων αποθήκευσης υδρογονανθράκων ,έχοντας πολλές πτυχές σαν έργο, κάθε μελέτη να λαμβάνει χώρα με μεγάλη προσοχή και να επιλέγεται η βέλτιστη δυνατή περίπτωση τόσο από πλευράς ευστάθειας και χωρητικότητας όσο και πλευράς οικονομικότητας του έργου.

Αξιοσημείωτες Παρατηρήσεις της Εργασίας

Καταληκτικά μετά από όλη τη διερεύνηση υπήρξαν αρκετά σημεία στην εργασία που αποτέλεσαν ιδιαίτερου ενδιαφέροντος. Αρχικά το έργο σαν έργο λόγω της έκτασης και της δυσκολίας του αποτέλεσε ένα ιδιαίτερα ενδιαφέρον προς διερεύνηση κομμάτι. Η ιδιαίτερη σχεδίαση του με τα μέτρα υποστήριξης και τις κουρτίνες νερού καθώς και όλους τους παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψιν καθιστά το έργο ελκυστικό για παραπάνω μελέτη σε αυτό. Επίσης τρόπος με τον οποίον τα μέτρα υποστήριξης και η η εναλλαγή τους μπορούν να καταστήσουν ένα έργο ευσταθές η όχι είναι ένα αξιοσημείωτο γεγονός το οποίο παρατηρεί κανείς ευθύς εξ αρχής. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον επίσης ήταν και οι διακυμάνσεις των συνολικών μετατοπίσεων ανάλογα με τις διατομές Από όλα τα σενάρια οι μέγιστες συνολικές μετατοπίσεις παρατηρήθηκαν για διαφορετικά GSI ,όπως φαίνονται στο παρακάτω πίνακα.

GSI 50	GSI 60	GSI 75
6.17cm (25X30m)	3.53cm(25X30m)	2.14cm (25X30m)
2.39cm(18X30m)	1.06 cm (15X30m)	6.7 mm (15X30m)

Σύμφωνα με αυτόν οι μέγιστες και ελάχιστες συνολικές μετατοπίσεις φαίνονται στις μεγαλύτερες και μικρότερες διατομές αντίστοιχα. Παρόλα αυτά στη κατώτερης ποιότητας βραχόμαζα το μοντέλο 15X30 επέφερε αύξηση μετατοπίσεων σε έναντι του 18X30, κάτι το οποίο αξίζει να σημειωθεί. Παρόλα αυτά σε όλα τα μοντέλα που διερευνήθηκαν η μέγιστες μετατοπίσεις είναι κάτω από το 1% της διατομής , κάτι που σύμφωνα με τον γενικό κανόνα του ορίου παραμόρφωσης καθιστά τις κατασκευές

υλοποιήσιμες. Ενδεικτικά αν σκεφτεί κανείς ότι η μέγιστη συνολική μετατόπιση που συναντήθηκε ήταν τα 6,17cm αυτό σημαίνει ότι αυτή η μετατόπιση ήταν το περίπου 0,24% της συνολικής διατομής, άρα οι υπόλοιπες αντίστοιχα θα ήταν πολύ μικρότερες σε ποσοστό.

Επιπροσθέτως το γεγονός ότι σε αρκετά μοντέλα όπως φάνηκε η αστοχία στο σκυρόδεμα έγινε σε τμήματά όπως τα τέλη των γωνιών των στέψεων καθώς και κοντά στα άκρα του πατώματος θα μπορούσε να οδηγήσει σε σκέψεις για το αν θα έπρεπε σε εκείνα τα σημεία κατά τη διάρκεια της εκσκαφής να τοποθετηθούν περεταίρω μέτρα υποστήριξης, πιθανόν μεγαλύτερο πάχος επένδυσης, για να αποφευχθούν οι εν λόγω αστοχίες.

Τέλος με αφορμή τη διατομή 15X30m GSI 60, όπου παρατηρήθηκε ανάπτυξη πλαστικής ζώνης μόνο στο δάπεδο, η διερεύνηση της μετατόπισης στα δάπεδα των θαλάμων έδειξε ότι οι παρειές και η στέψη όσο προχωράει η εκσκαφή αυξάνουν τις συνολικές μετατοπίσεις ενώ στη περίπτωση των δαπέδων συμβαίνει το αντίθετο. Οι δεξαμενές τείνουν να συμπιέζονται λόγω της τάσης ,στα δάπεδα μειώνονται οι μετατοπίσεις και η τάση αυξάνεται στις παρειές και στη στέψη άρα και η μετατόπιση. Αυτός είναι και ο λόγος που δεν επενδύεται και το πάτωμα στις περισσότερες περιπτώσεις τέτοιων έργων υπόγειας αποθήκευσης.

Εν κατακλείδι η υπόγεια αποθήκευση υδρογονανθράκων αποτελεί ένα ιδιαίτερα ελκυστικό έργο από άποψη στρατηγικής, δυναμικής και οικονομικότητας ενός κράτους. Από άποψη κατασκευής αποτελεί ένα έργο πολύπλευρο με δυσκολίες αλλά και ενδιαφέρουσες παρατηρήσεις που όμως αποτελεί και πρόκληση για έναν μεταλλειολόγο μηχανικό να το μελετήσει μέχρι να φτάσει στη κατασκευή του.

Βιβλιογραφία

1. An, Y., Yan, E. C., Li, X.-M., & Huang, S.-P. (2021). Optimizing Method of Main Caverns in Large Underground Water-Sealed Storage Cavern. *Geotechnical and Geological Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-01962-1>
2. BakerInstitute.). https://www.bakerinstitute.org/media/files/event/beebfb90/Olechnowicz_KawernyHouston_ost16-10-2011mz_-2.pdf
3. https://www.bakerinstitute.org/media/files/event/beebfb90/Olechnowicz_KawernyHouston_ost16-10-2011mz_-2.pdf
4. Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6(4), 189-236. <https://doi.org/10.1007/BF01239496>
5. Benardos, A. G., & Kaliampakos, D. C. (2010).
6. Broch, E. (2016). Planning and utilisation of rock caverns and tunnels in Norway. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 55, 329-338. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2015.08.010>
7. Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., & Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2), 247-265. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.07.005>
8. Ceballos, F., Olalla, C., & Jiménez, R. (2014). Relationship between RMRb and GSI based on in situ data. ISRM Regional Symposium - EUROCK 2014,
9. ELEBAR. <https://www.elebor.gr/>. <https://www.elebor.gr/>
10. EQUINOR. <https://www.equinorstorage.de/en.html>. <https://www.equinorstorage.de/en.html>
11. ETZEL, S. <https://www.storag-etzel.de/en/company/location>. <https://www.storag-etzel.de/en/company/location>
12. *Five things to know about the Jurong Rock Caverns*. <https://www.straitstimes.com/singapore/five-things-to-know-about-the-jurong-rock-caverns>
13. GEOSTOCK. <https://www.geostockgroup.com/en/reference/>. <https://www.geostockgroup.com/en/reference/>
14. Geotechnical Engineering Office, C. E. a. D. D. (March 1992). *Guide to Cavern Engineering* (January 2018 ed.). The Government of the Hong Kong.
15. Glamheden, R., & Lindblom, U. (2002). Thermal and mechanical behaviour of refrigerated caverns in hard rock. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 17(4), 341-353. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(02\)00029-9](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0886-7798(02)00029-9)
16. Grigorios Brachos , & Benardos, A. (2007). Thermal Loads Analysis of an Underground Cold Storage Facility in Attica. 11th ACUUS Conference: “Underground Space: Expanding the Frontiers”, Athens-Greece.

17. Hoek, E., Carter, T., & Diederichs, M. (2013). Quantification of the Geological Strength Index Chart. *47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium 2013*, 3, 1757-1764.
18. Höfer-Öllinger, G., Sigl, O., Krenn, F., Mohanty, S., Bailapudi, E., Kudtarkar, D., & Nair, U. (2014). *Underground Crude Oil Strategic Storage Projects in India*. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.34311.39840>
19. JURONG ROCK CAVERNS. (21 April 2021). "Jurong Rock Caverns." JTC, www.jtc.gov.sg/industrial-land-and-space/Pages/jurong-rock-caverns.aspx.
20. Kannan, G., Pal, S., Usmani, A., Rath, R., & Nanda, A. Geological considerations for underground storage caverns.
21. Kurose, H., Ikeya, S., Chang, C.-S., Maejima, T., Shimaya, S., Tanaka, T., & Aoki, K. (2014). Construction of Namikata underground LPG storage cavern in Japan. *International Journal of the JCRM*, 15-24. <https://doi.org/10.11187/ijjcrm.10.15>
22. Liu, J., Zhao, X.-D., Zhang, S.-J., & Xie, L.-K. (2018). Analysis of support requirements for underground water-sealed oil storage cavern in China. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 71, 36-46.
23. Morfeldt, C. O. (1983). Storage of petroleum products in man-made caverns in Sweden. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology - Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, 28(1), 17-30. <https://doi.org/10.1007/BF02594793>
24. NGI. (2015). *Using the Q-system*. www.ngi.no
25. Patel, D., Nicholson, D., Huybrechts, N., & Maertens, J. (2007). The observational method in geotechnics. XIV European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid,
26. Pillai, S. R. K., & Malkani, S. S. (2014). Experience of working on underground civil works contracts for strategic crude oil storage projects in India. *Geomechanics and Tunnelling*, 7(2), 150-154.
27. Tika, T. M. (1989). The effect of fast shearing on the residual strength of soils.
28. *Underground Storage Technologies*. (D. R. R. Dr. Atul Nanda , Dr. Altaf Usmani Ed.). Engineers India Ltd.
29. Wang, Z., Li, S., & Qiao, L. (2015). Design and test aspects of a water curtain system for underground oil storage caverns in China. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 48, 20-34. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2015.01.009>
30. Winn, K. (2020). Engineering Geology and Hydrogeology Aspects of Sedimentary Jurong Formation in Singapore: Implication on Safe Excavation of Underground Storage Caverns. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(4), 3535-3558. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01232-6>
31. Winn, K., Wong, L., Zaw, K., & Thompson, J. (2018). The Ayer Chawan Facies, Jurong Formation, Singapore: Age and observation of syndepositional pyroclastic sedimentation process with possible peperite formation. *Bulletin of the Geological Society of Malaysia*, 66, 25-31. <https://doi.org/10.7186/bgsm66201804>

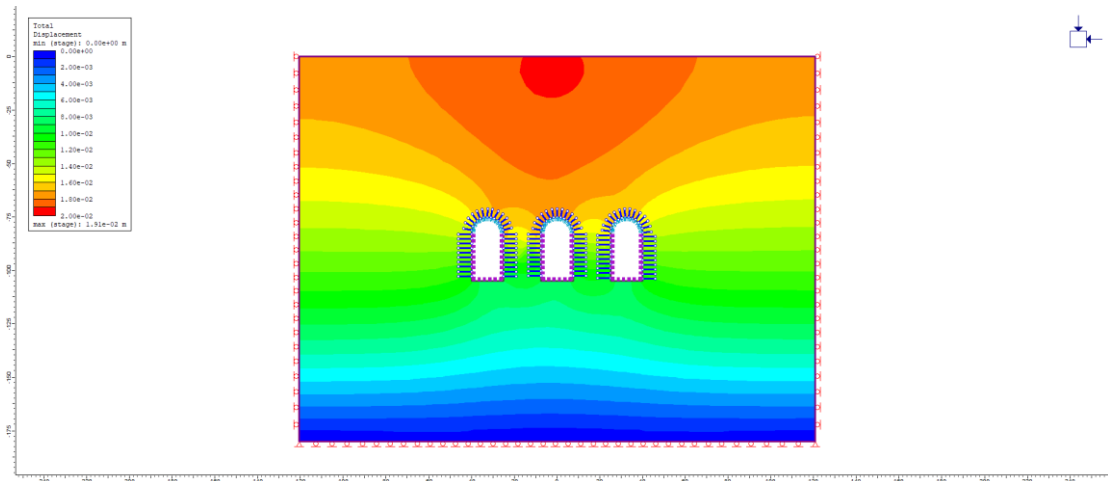
32. Zivar, D., Kumar, S., & Foroozesh, J. (2021). Underground hydrogen storage: A comprehensive review. *International Journal of Hydrogen Energy*, 46(45), 23436-23462. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ijhydene.2020.08.138>
33. Zou, J. (2021). The Principle, Evolution and Key Technical Problems of Large Underground Water-sealed Storage Caverns for Oil/Gas. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 861(5), 052108. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/861/5/052108>
34. EurocodeApplied.com. <https://eurocodeapplied.com/design/en1992/concrete-design-properties>. <https://eurocodeapplied.com/design/en1992/concrete-design-properties>

Παράρτημα Εικόνων

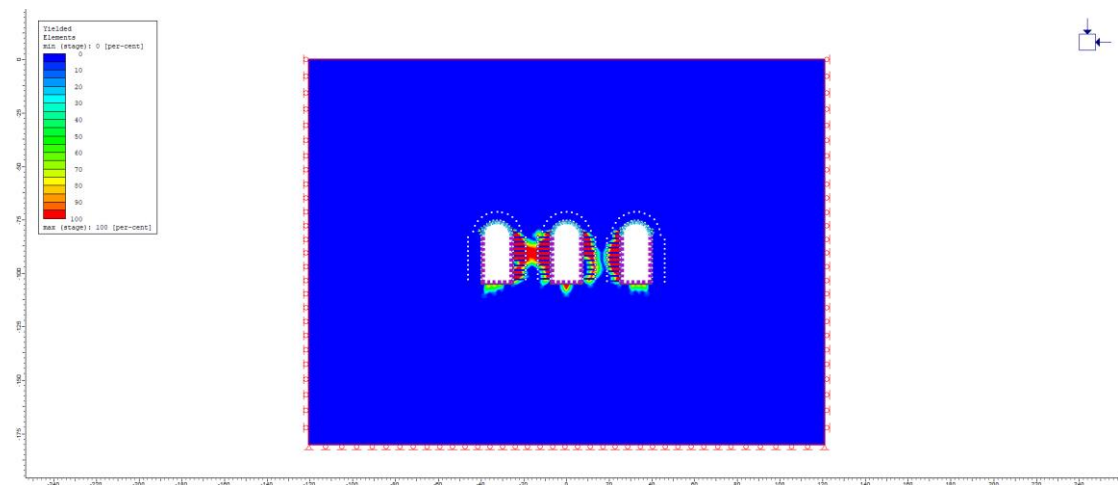
10 Παράρτημα Απεικόνισης Μνοντελοποίησης ανά Σενάριο Διερεύνησης

Μοντέλα προς διερεύνηση για δείκτη GSI 50

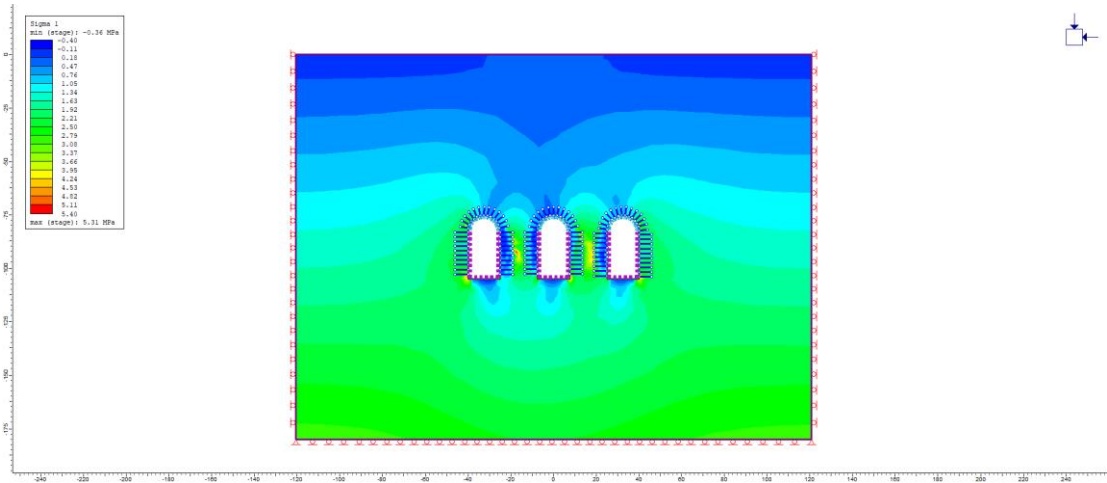
- Διατομή 15X30m



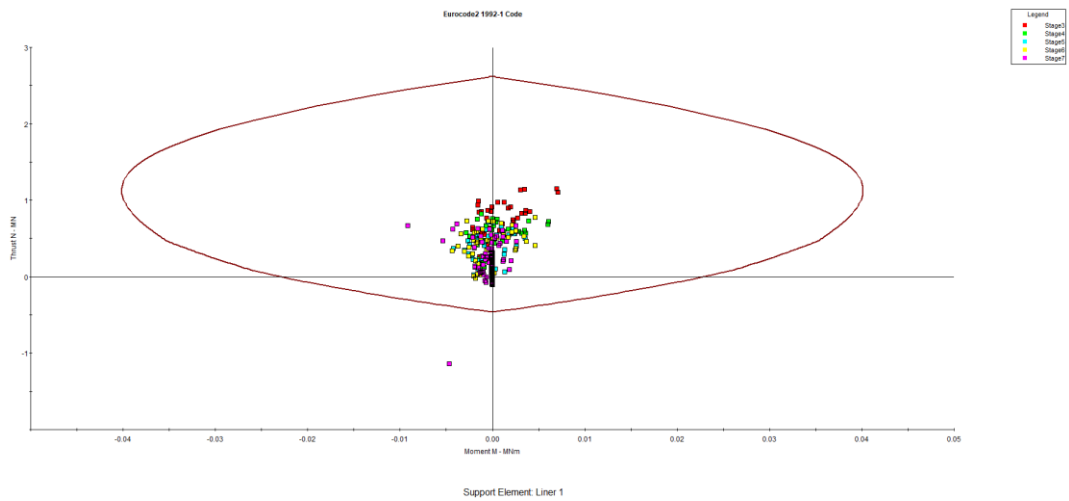
Εικόνα 1.1: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 15X30 GSI 50



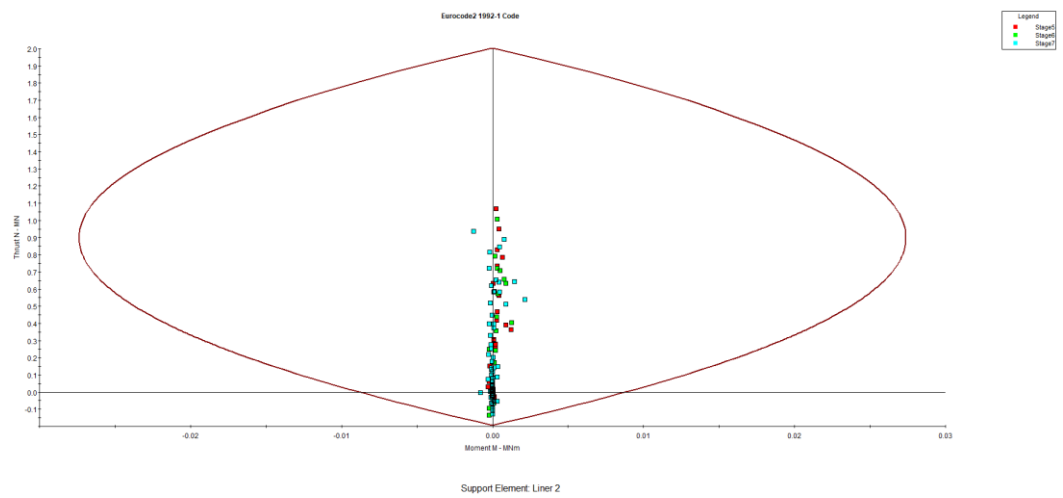
Εικόνα 1.2: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 15X30 GSI 50



Εικόνα1.3: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 15X30 GSI 50

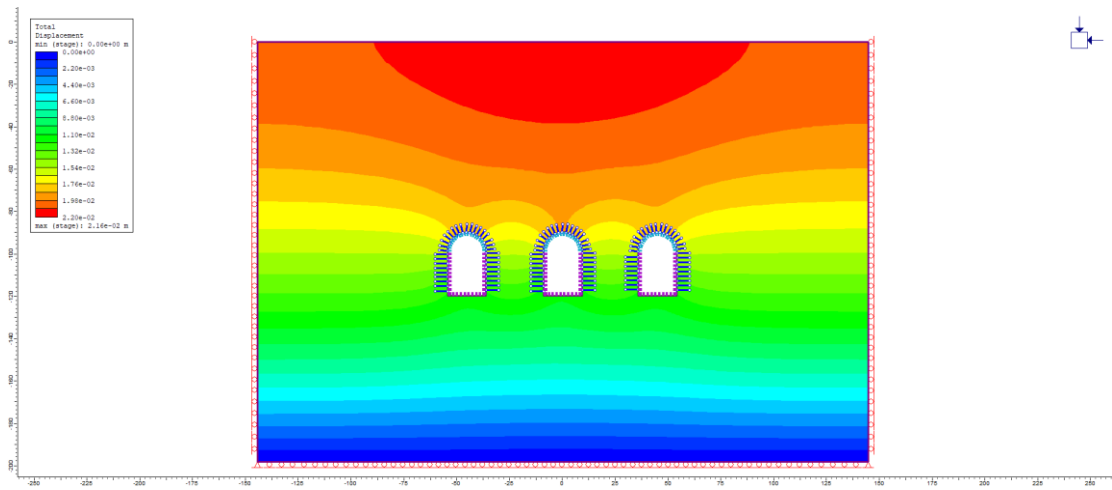


Διάγραμμα 1.1: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 15X30 GSI 50

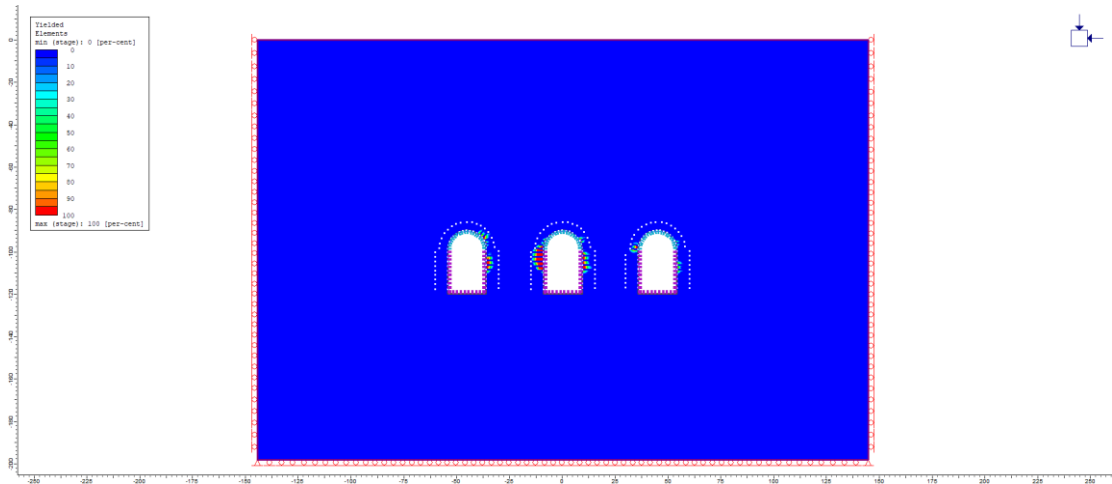


Διάγραμμα 1.2: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 15X30 GSI 50

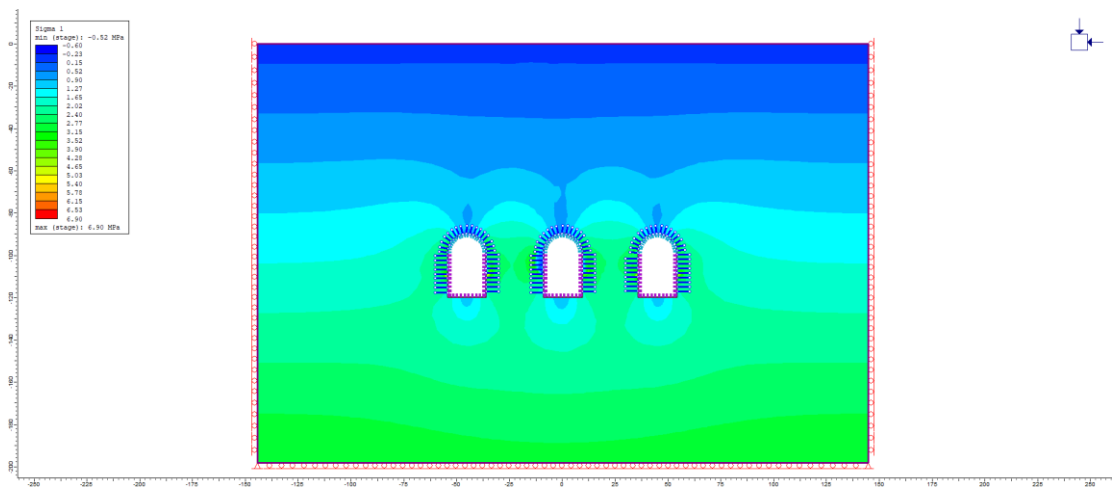
- Διατομή 18X30



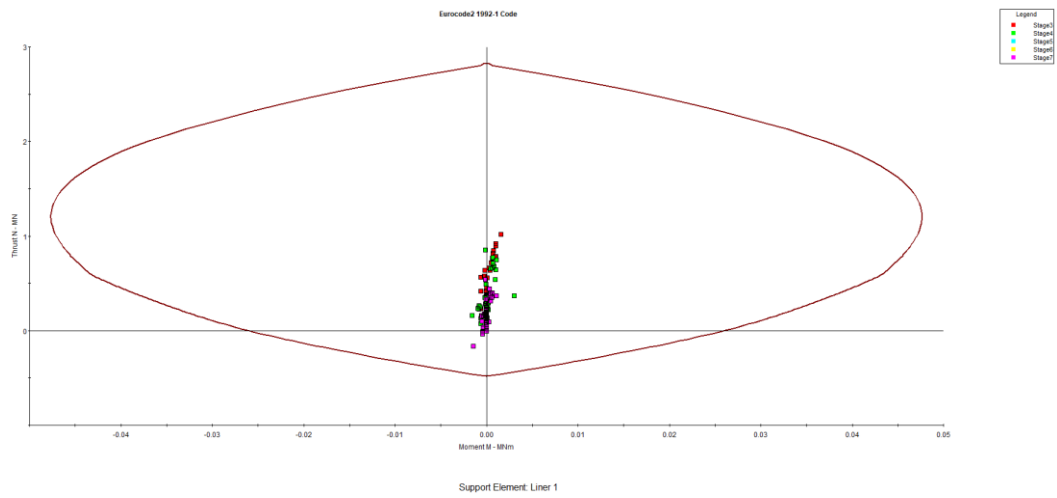
Εικόνα 1.4: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 18X30 GSI 50



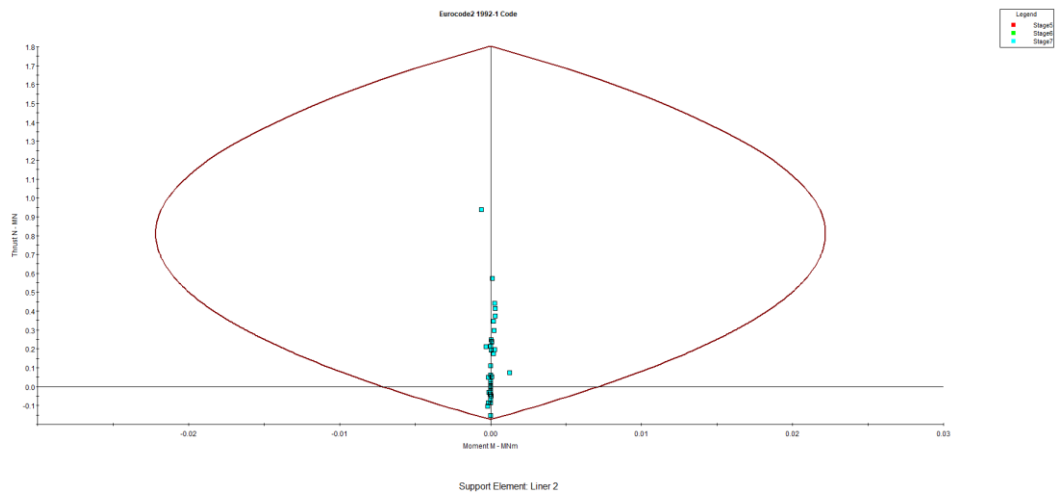
Εικόνα 1.5: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 18X30 GSI 50



Εικόνα 1.6: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 18X30 GSI 50

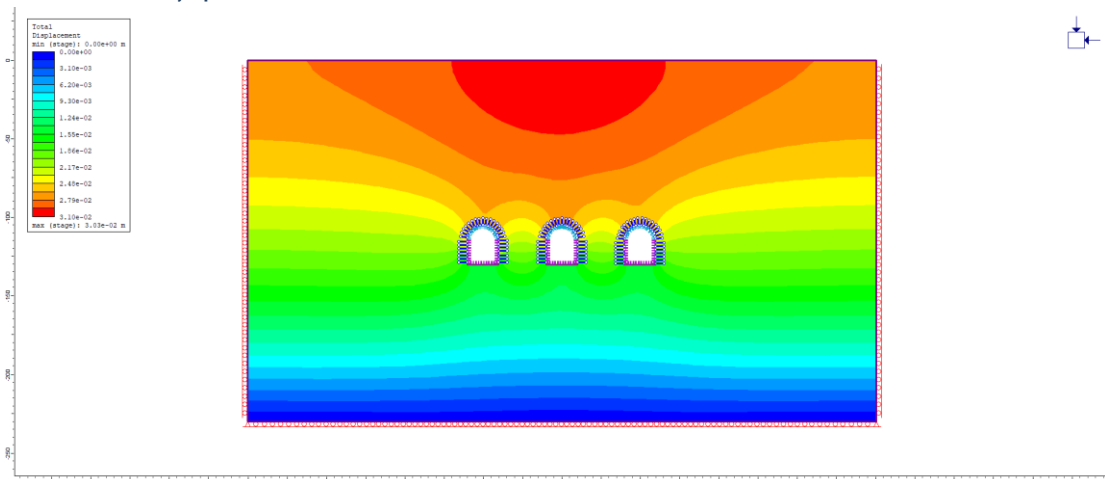


Διάγραμμα 1.3: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 15X30 GSI 50

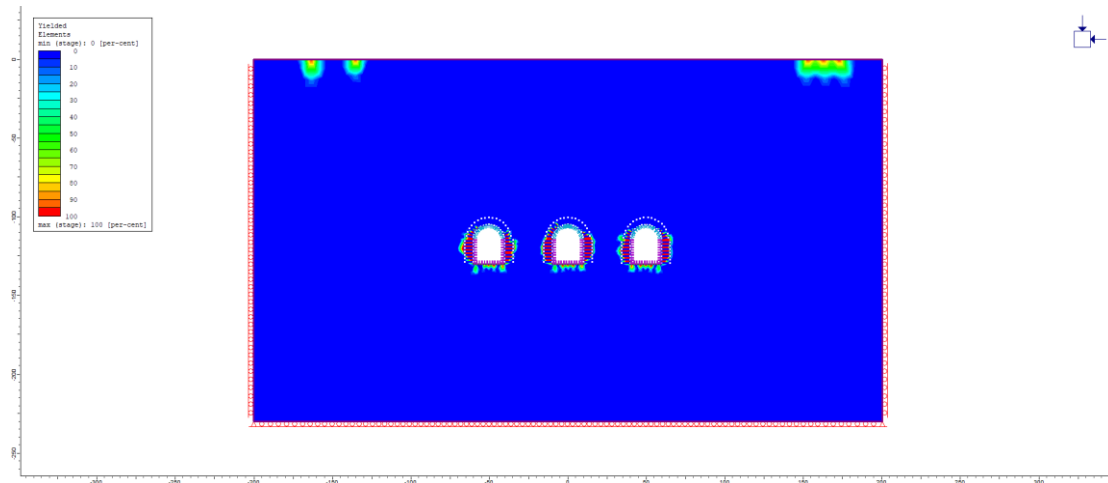


Διάγραμμα 1.4: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 18X30 GSI 50

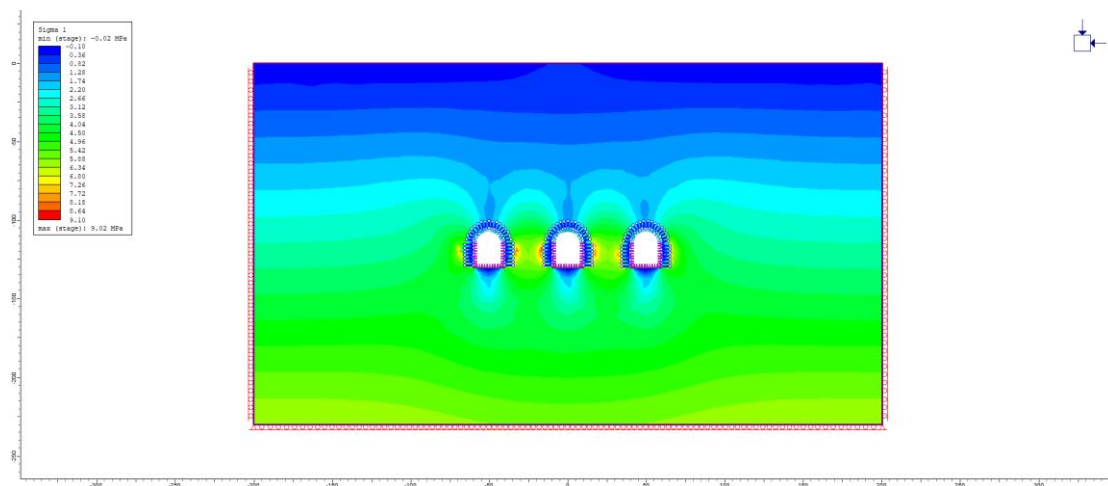
- Διατομή 20X25



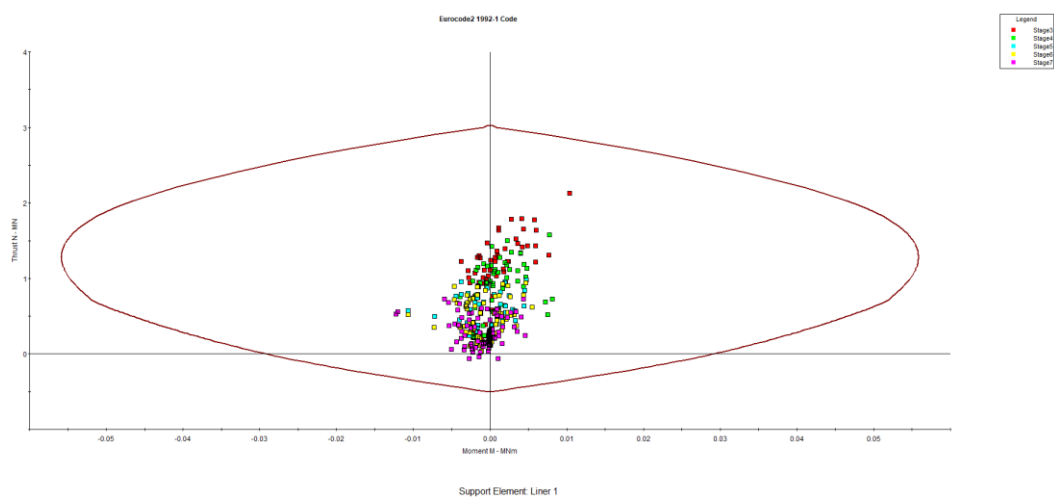
Εικόνα 1.7: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X25 GSI 50



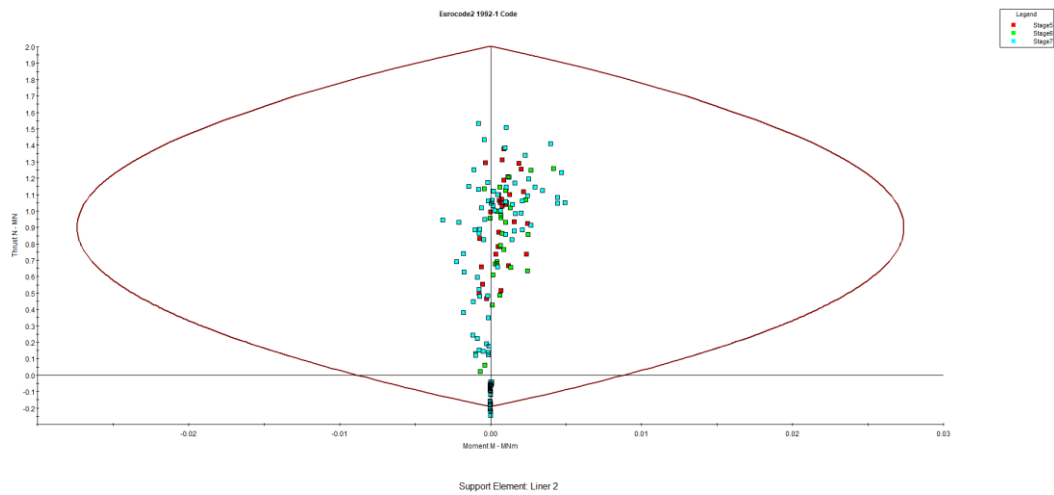
Εικόνα 1.8: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X25 GSI 50



Εικόνα 1.9: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X25 GSI 50

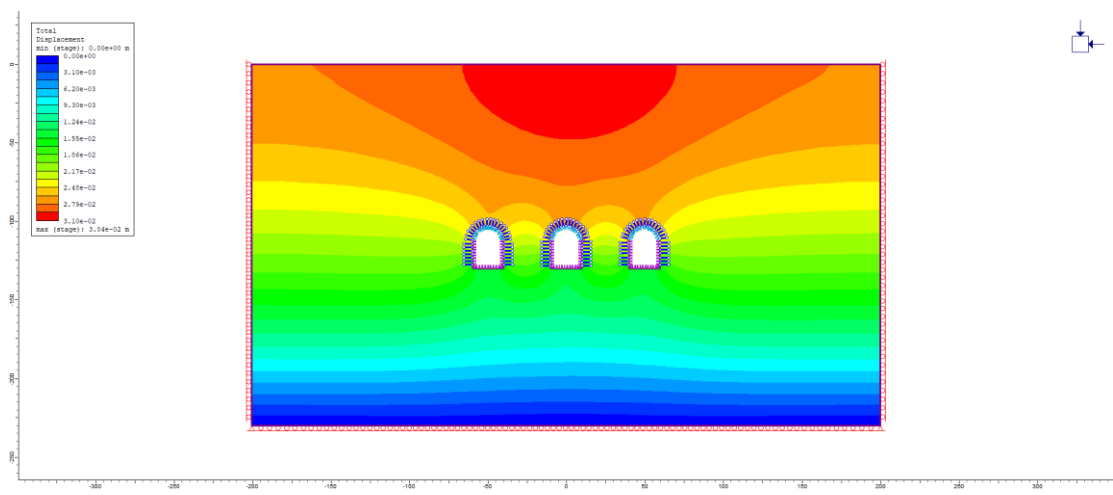


Διάγραμμα 1.5: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X25 GSI 50

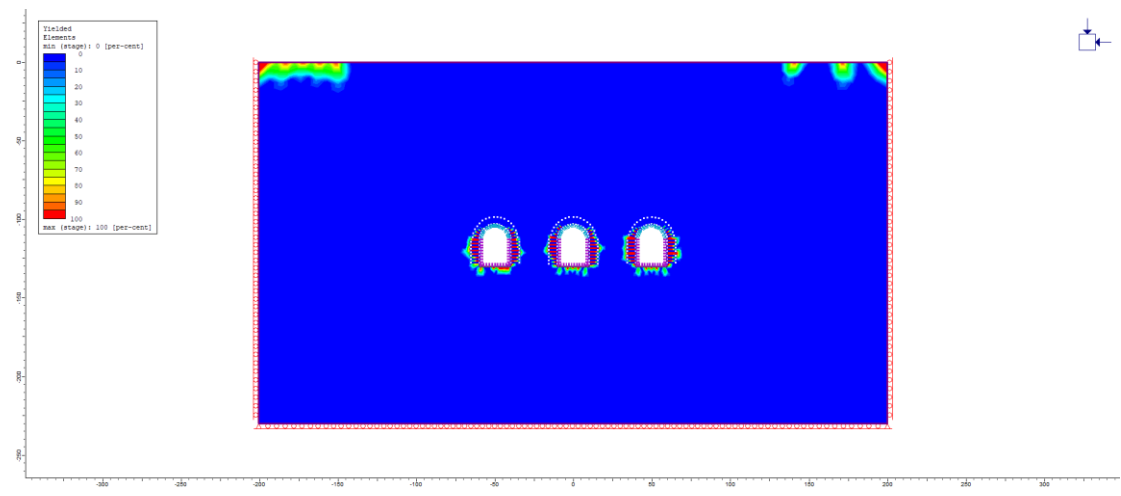


Διάγραμμα 1.6: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 15X30 GSI 50

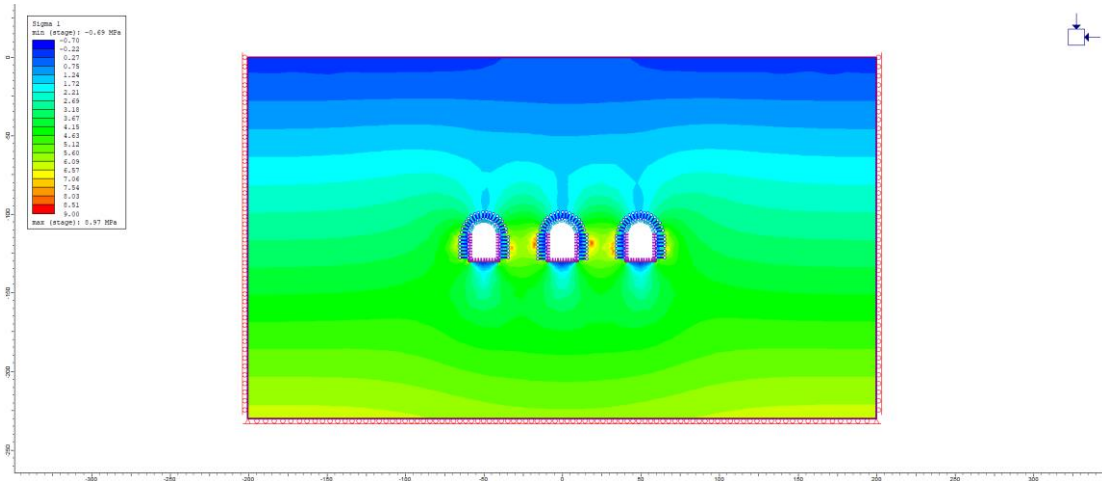
- Διατομή 20X27



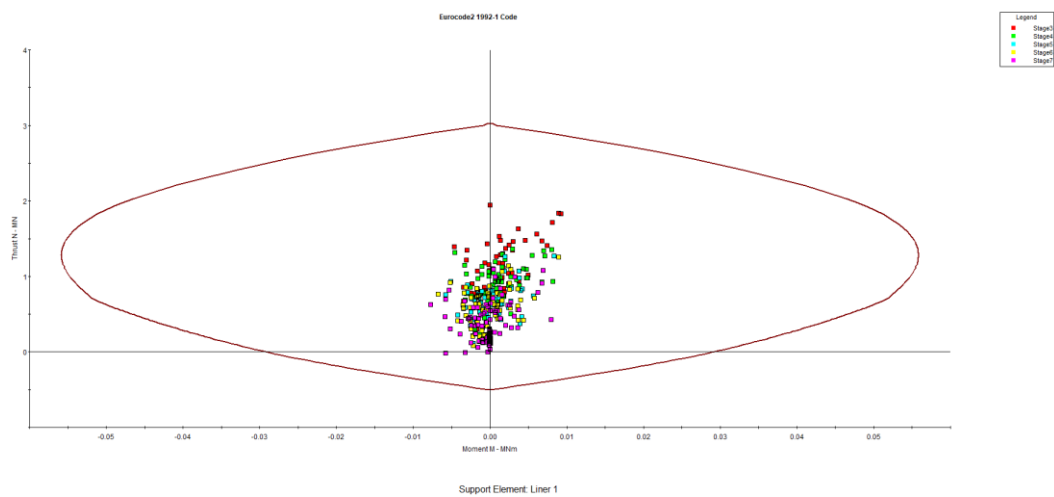
Εικόνα 1.10: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X27 GSI 50



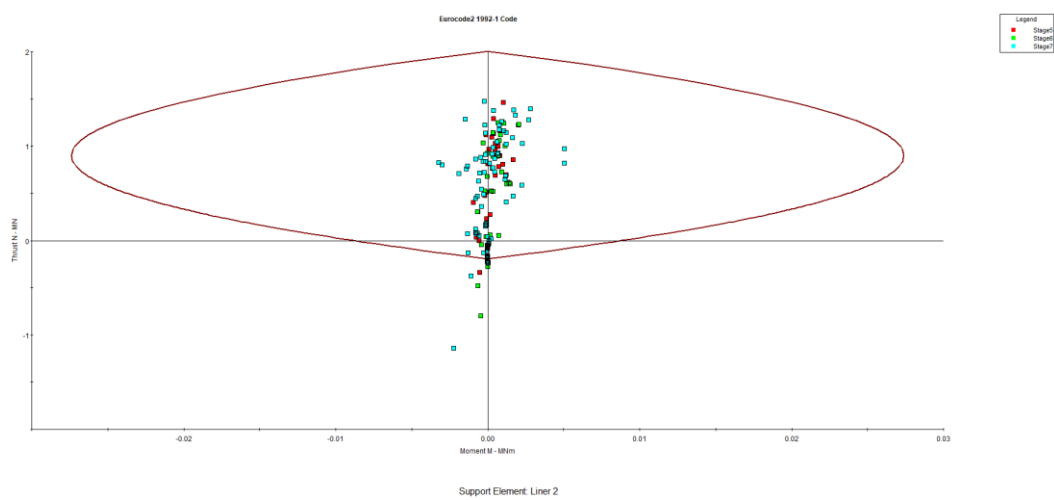
Εικόνα 1.11: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X27 GSI 50



Εικόνα 1.12: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X27 GSI 50

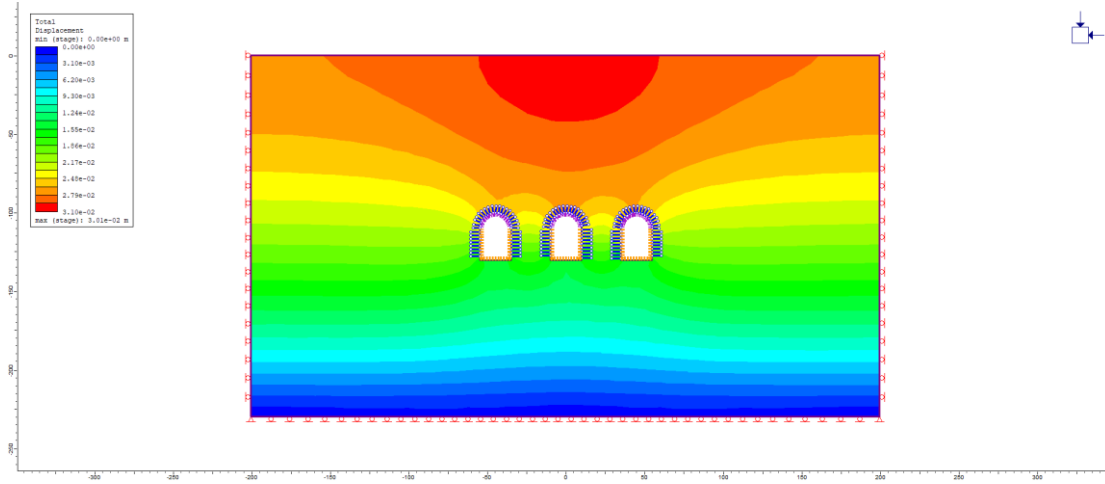


Διάγραμμα 1.7: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X27 GSI 50

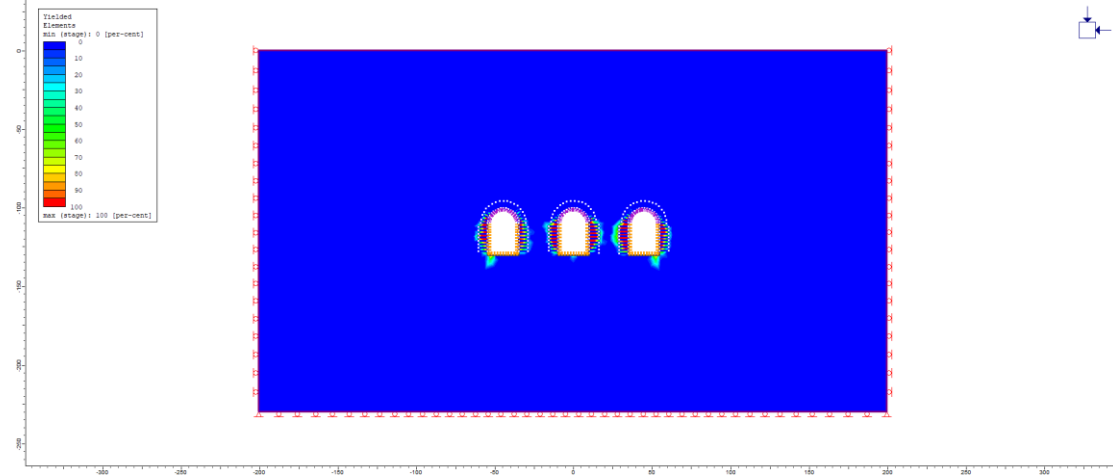


Διάγραμμα 1.8: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 20X27 GSI 50

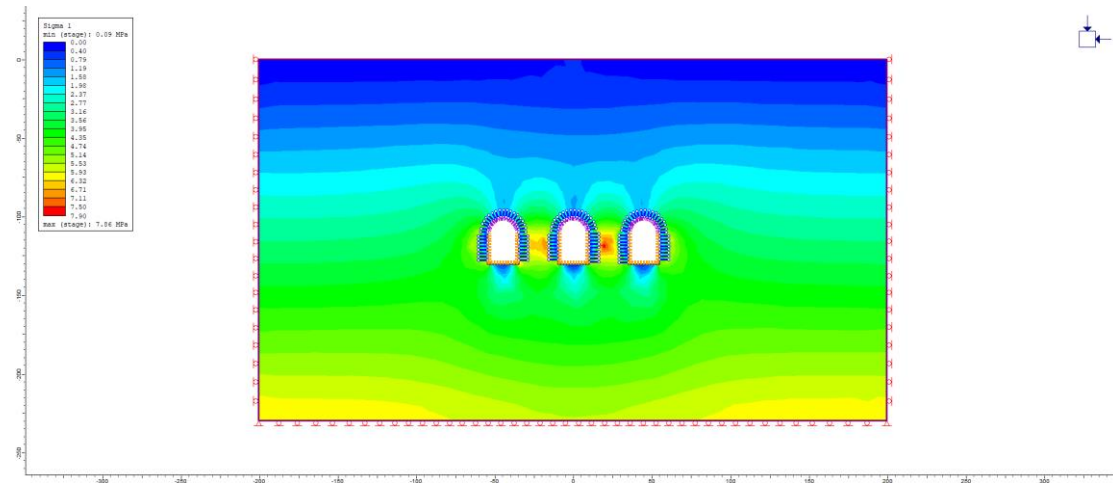
- Διατομή 20X30 απόσταση 25



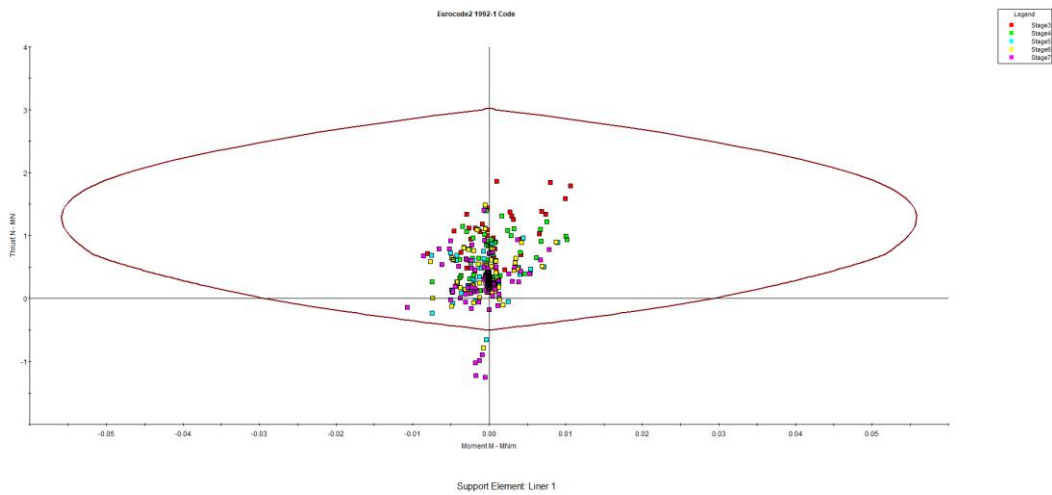
Εικόνα 1.13: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 25m GSI 50



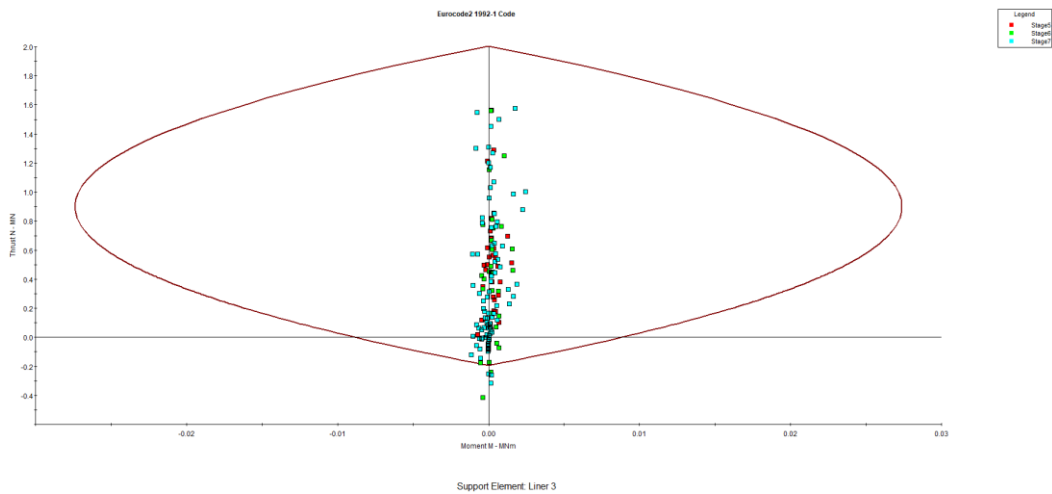
Εικόνα 1.14: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 25m GSI 50



Εικόνα 1.15: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 25m GSI 50

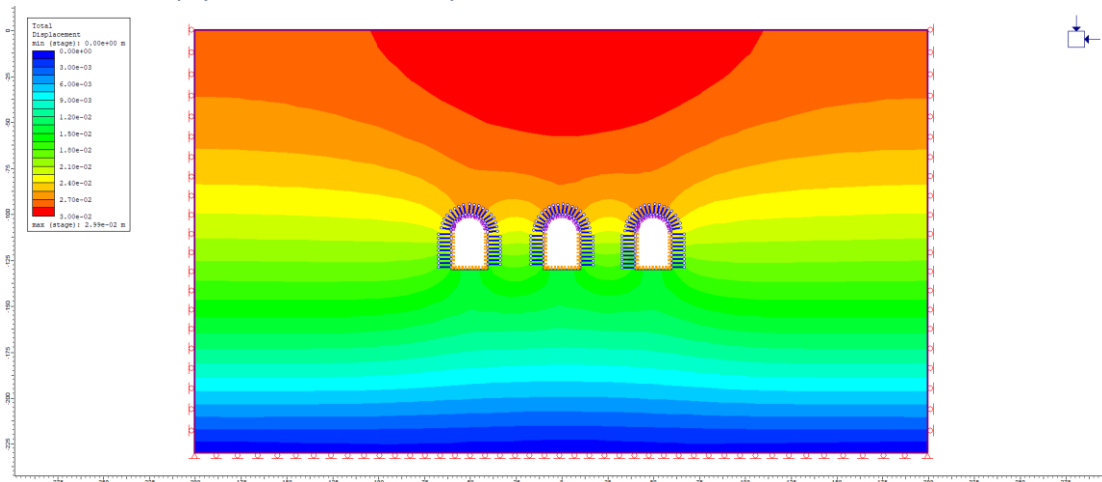


Διάγραμμα 1.9: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X30 απόσταση 25 m GSI 5

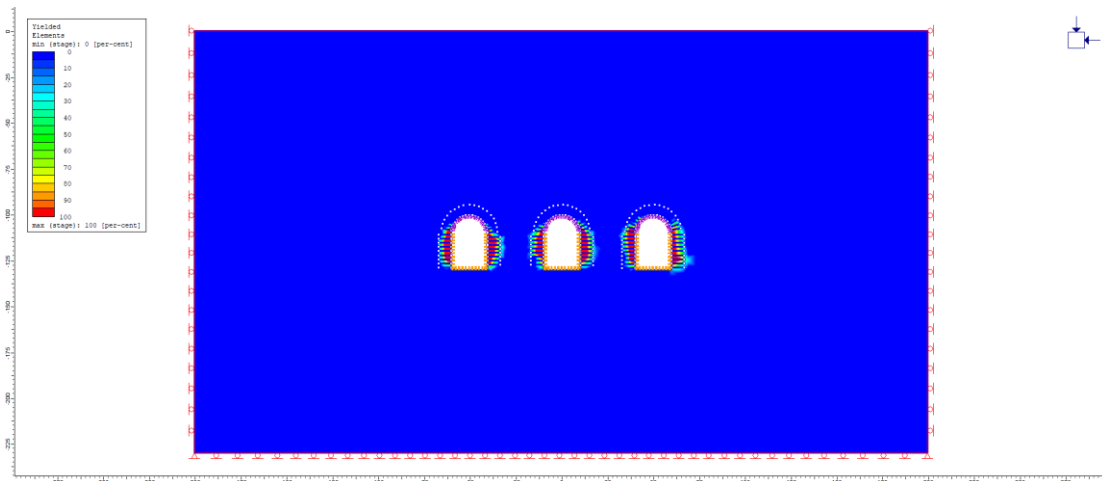


Διάγραμμα 1.10: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 20X30 απόσταση 25m GSI 50

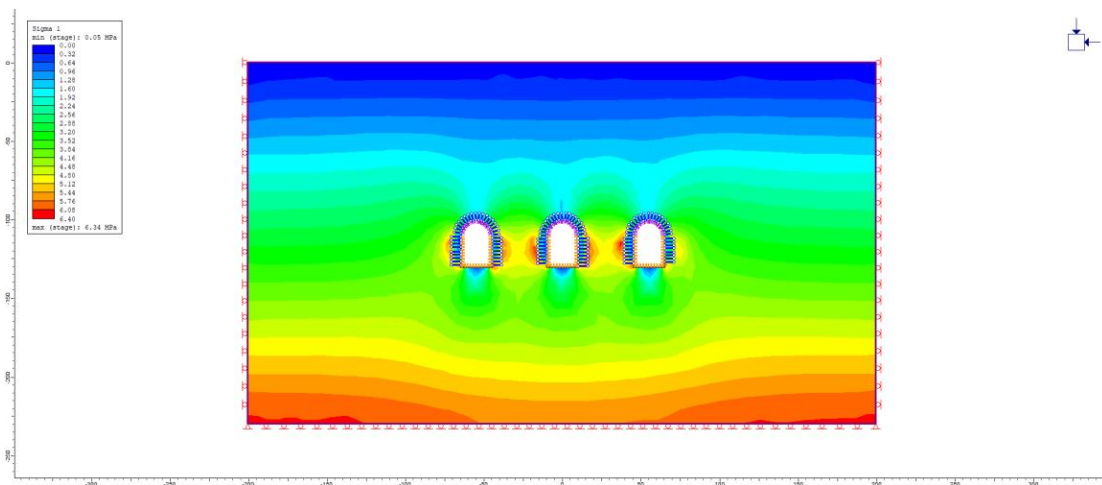
- Διατομή 20X30 απόσταση 30m



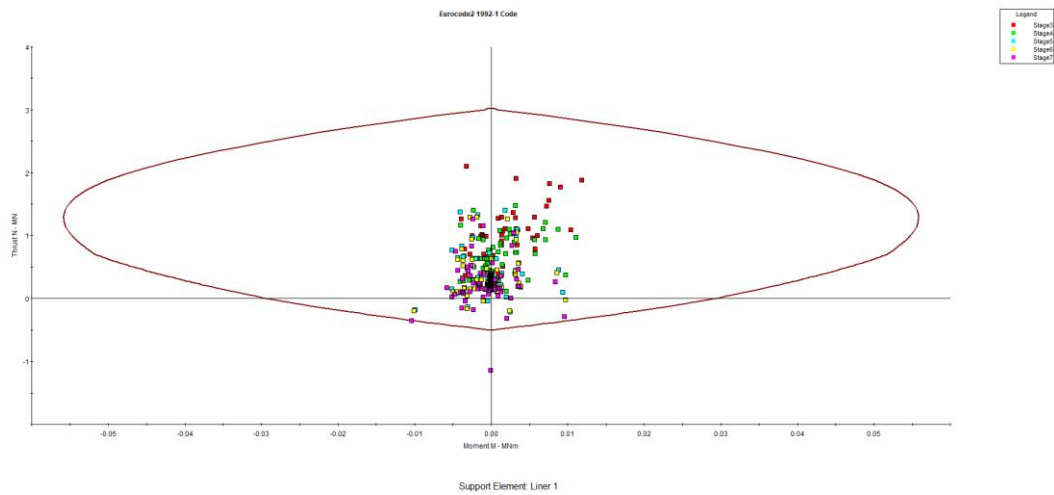
Εικόνα 1.16: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 30 m GSI 50



Εικόνα 1.17: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 30 m GSI 50

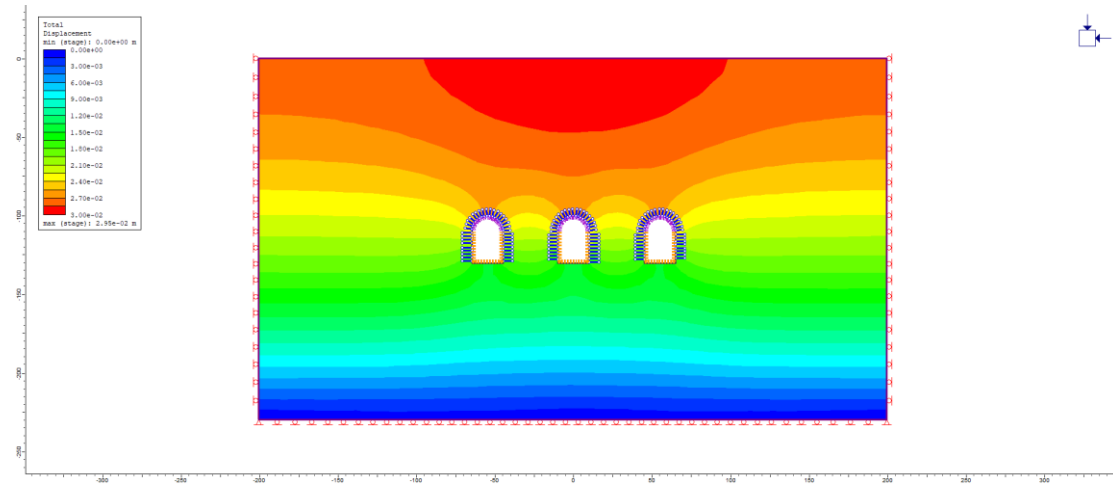


Εικόνα 1.18: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 30 m GSI 50

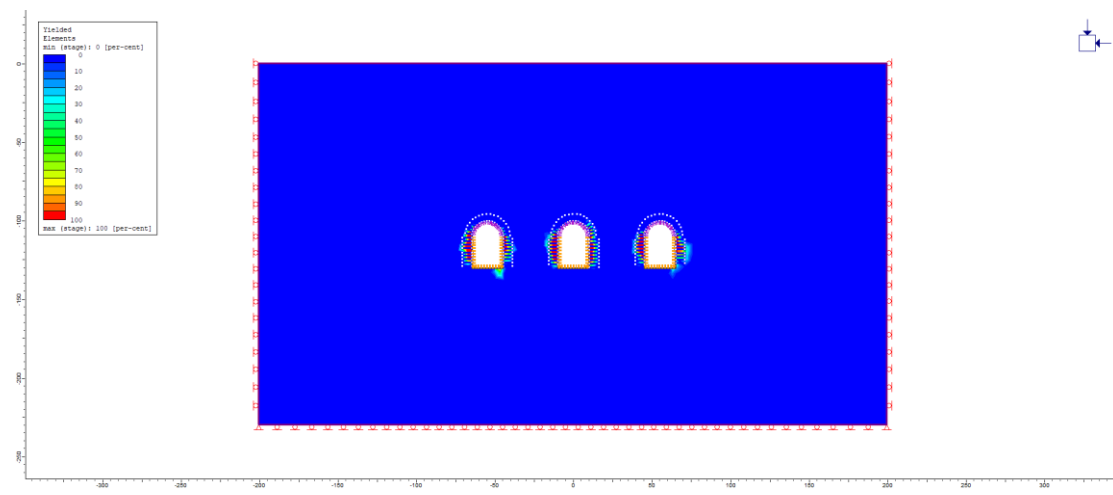


Διάγραμμα 1.11: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X30 απόσταση 30 m GSI 50

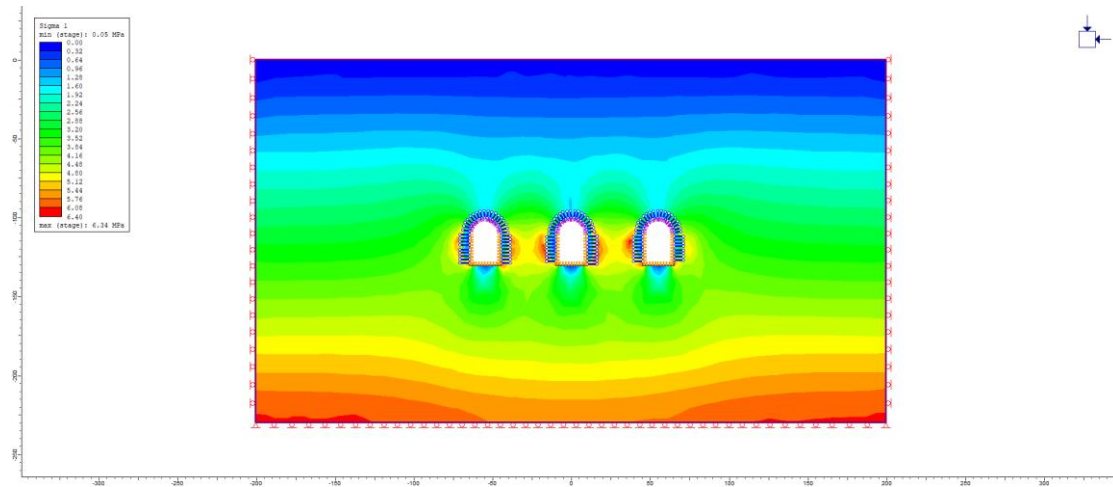
• Διατομή 20X30 απόσταση 35m



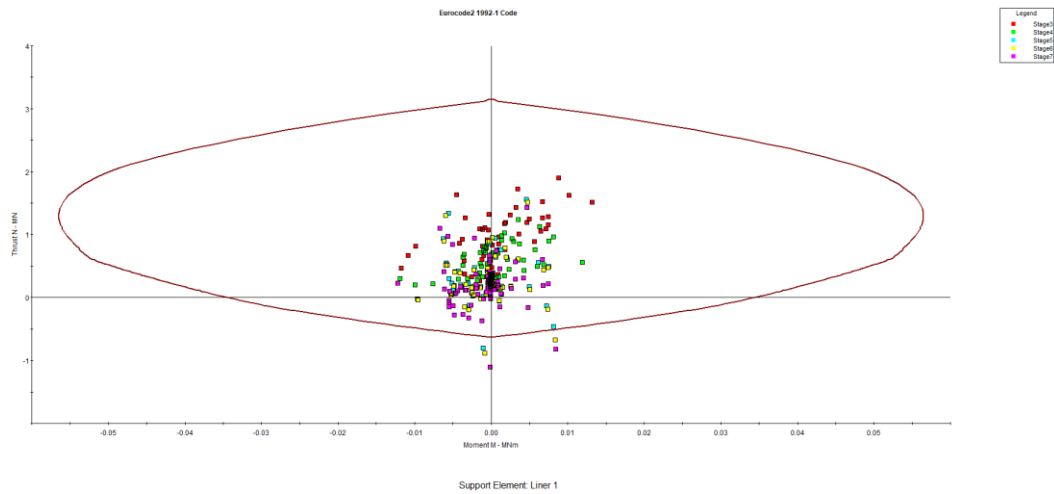
Εικόνα 1.19: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 35m GSI 50



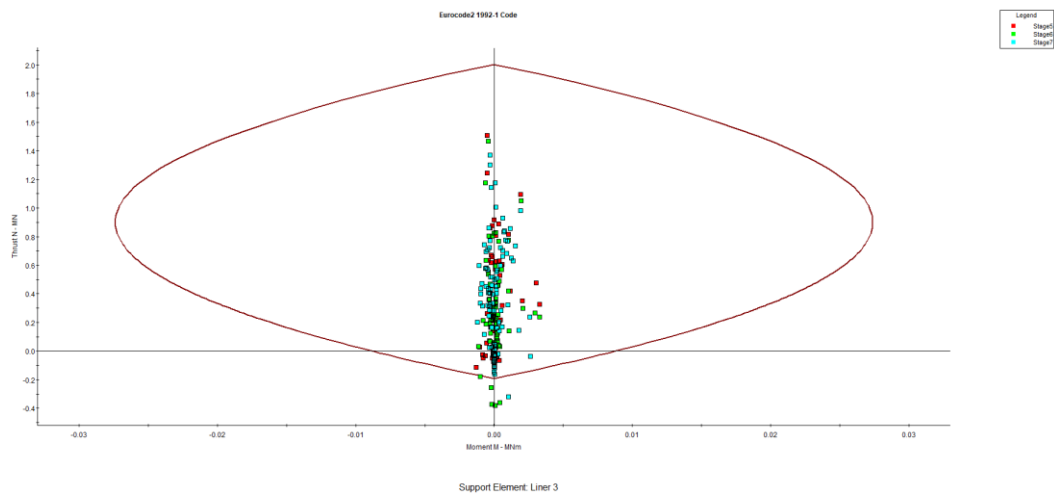
Εικόνα 1.20: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 35m GSI 50



Εικόνα1.21: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 30m GSI 50

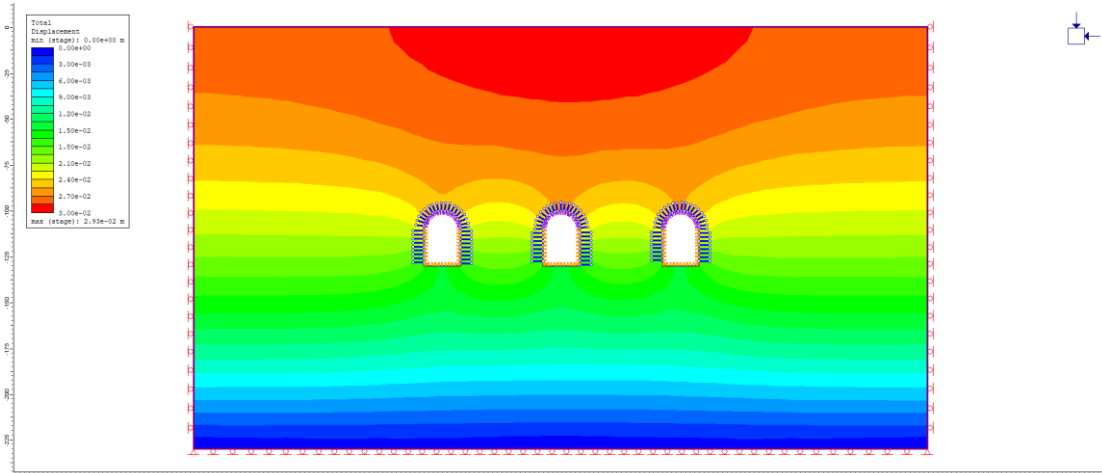


Διάγραμμα 1.13: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X30 απόσταση 35m GSI 50

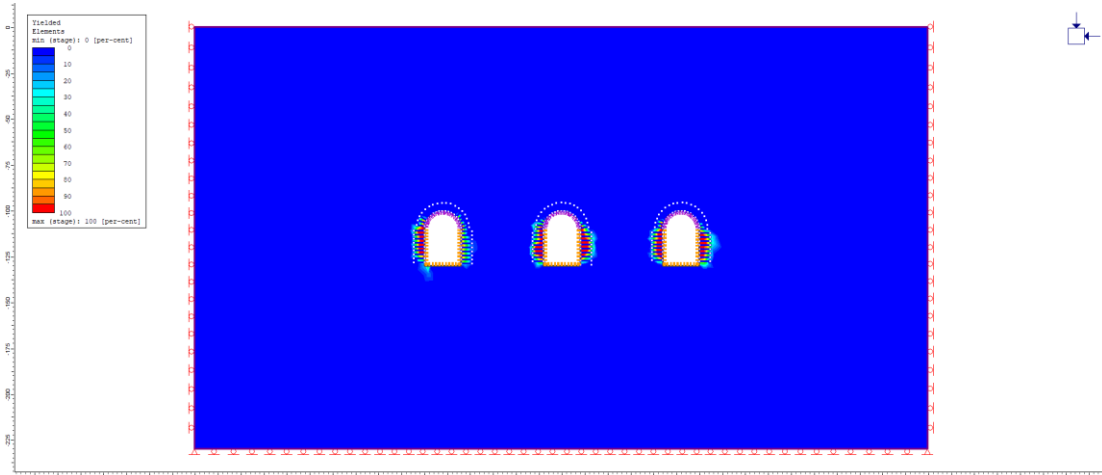


Διάγραμμα 1.14: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 20X30 απόσταση 35m GSI 50

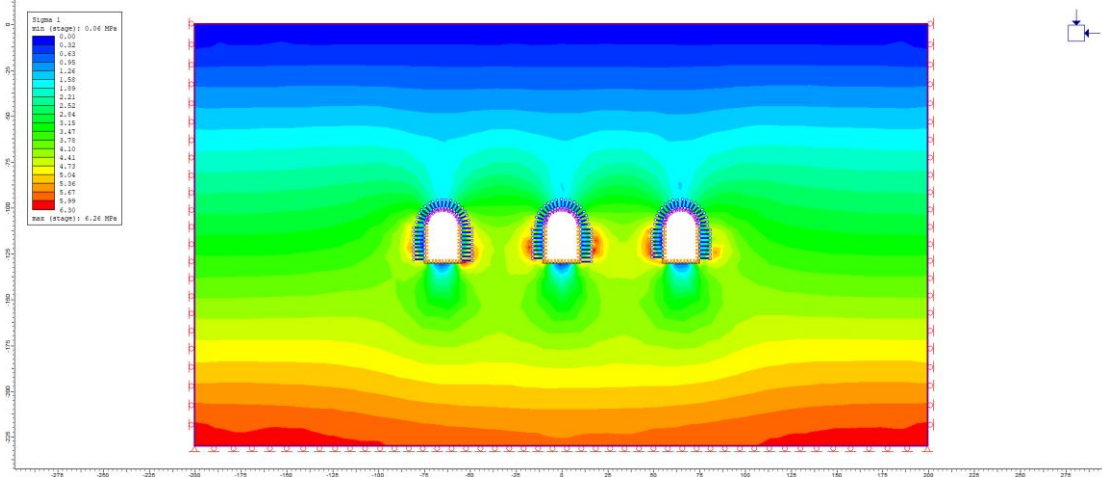
- Διατομή 20X30 απόσταση 45m



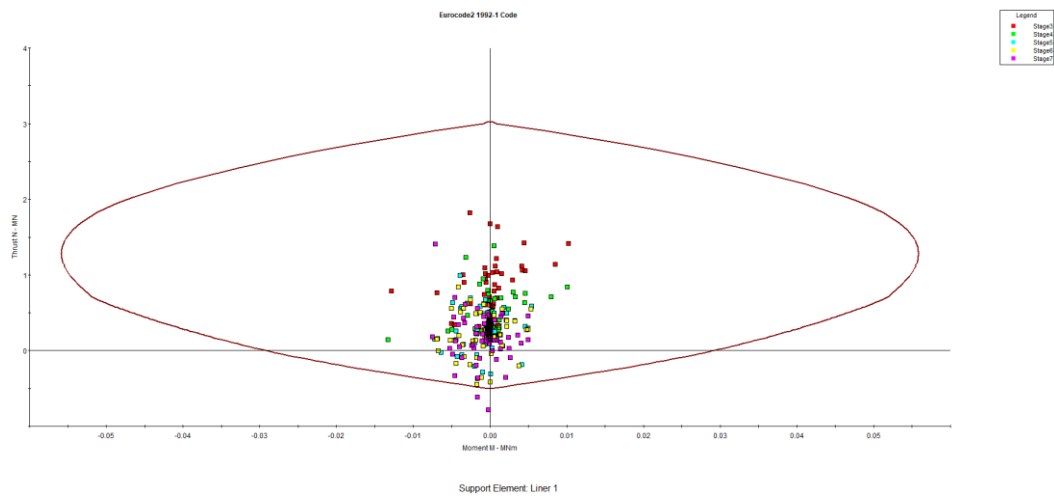
Εικόνα 1.22: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 45m GSI 5



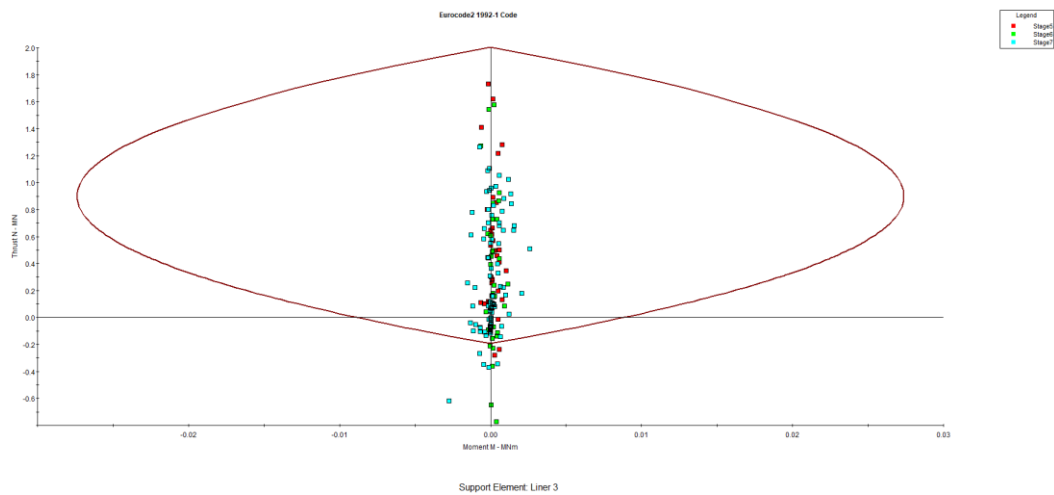
Εικόνα 1.23: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 45m GSI 5



Εικόνα1.24: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20Χ30 απόσταση 45m GSI 50

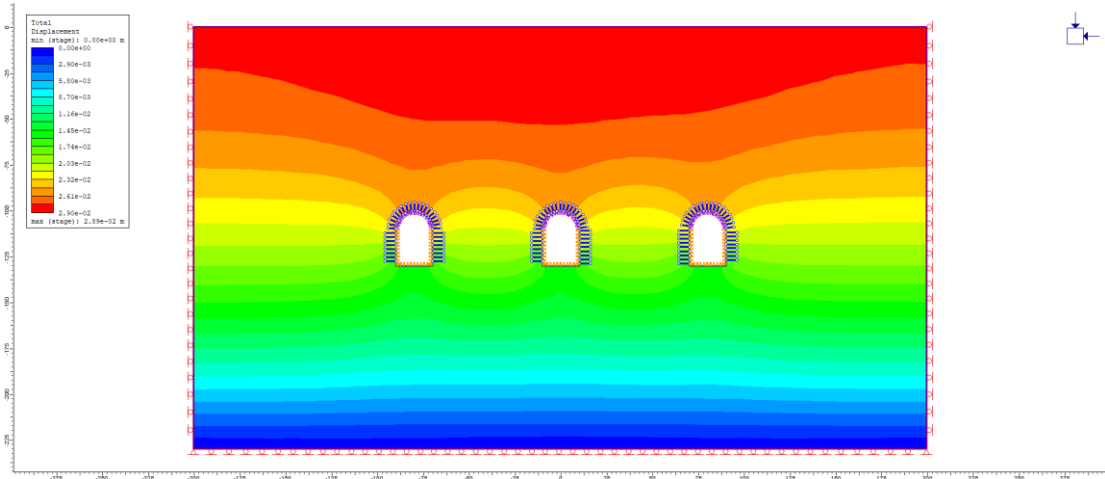


Διάγραμμα 1.15: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20Χ30 απόσταση 45m GSI 50

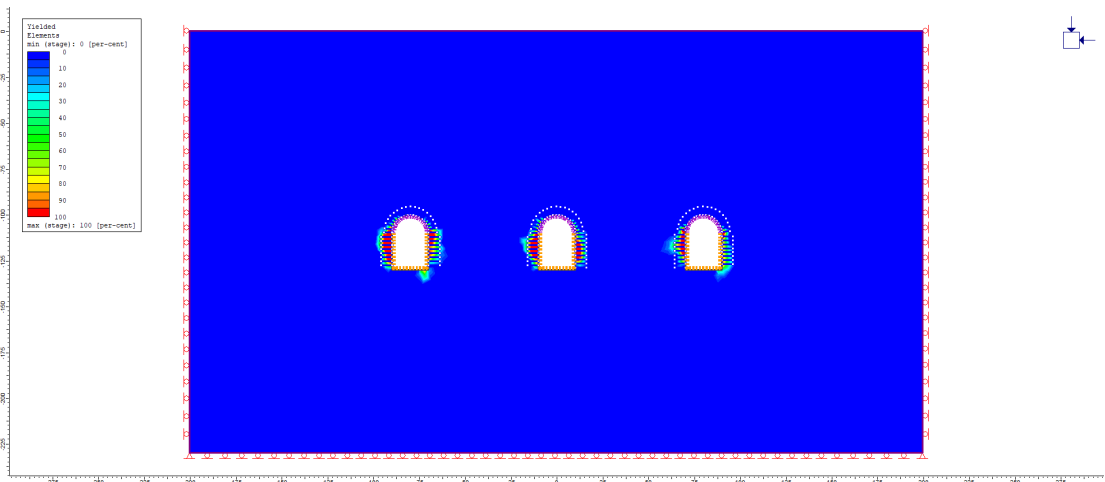


Διάγραμμα 1.16: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 20Χ30 απόσταση 45m GSI 50

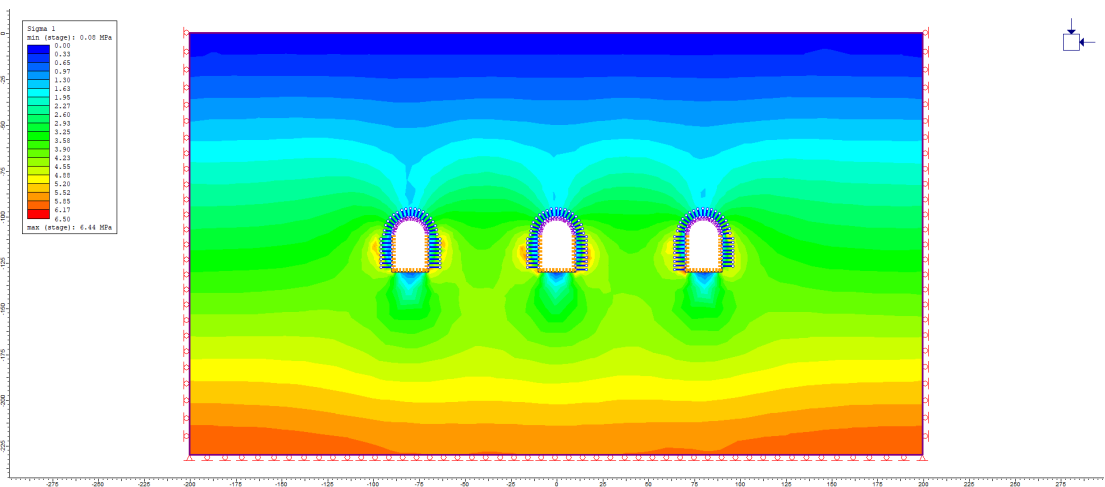
- Διατομή 20X30 απόσταση 60m



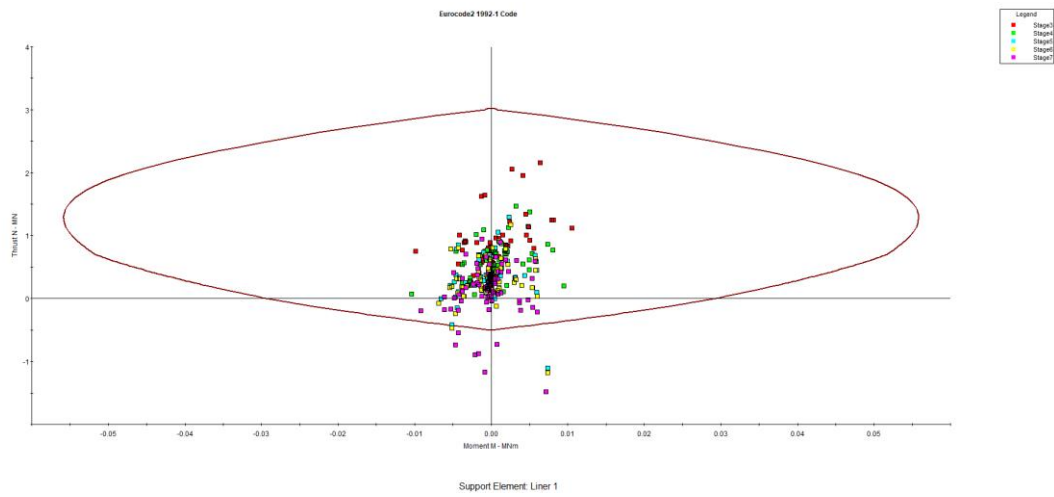
Εικόνα 1.25: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 60m GSI 50



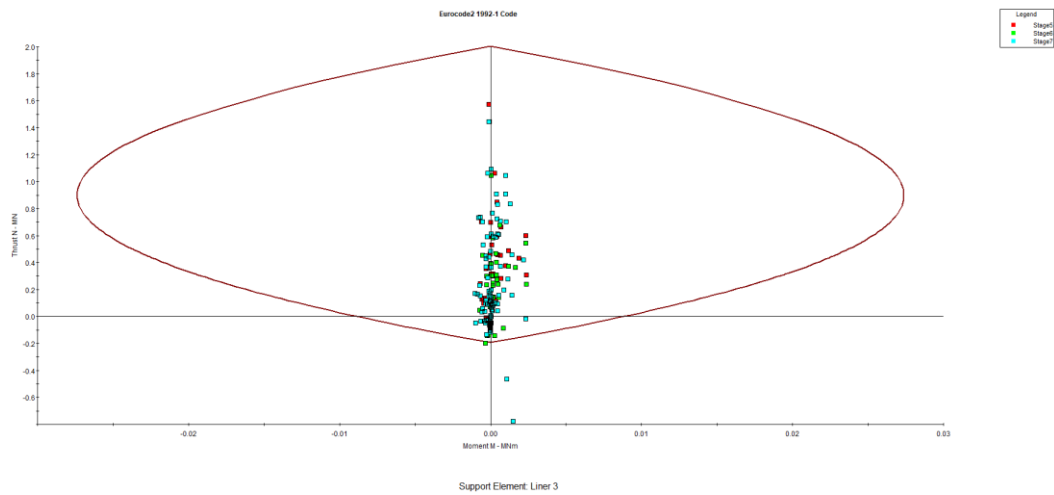
Εικόνα 1.26: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 60m GSI 50



Εικόνα 1.27: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 60m GSI 50

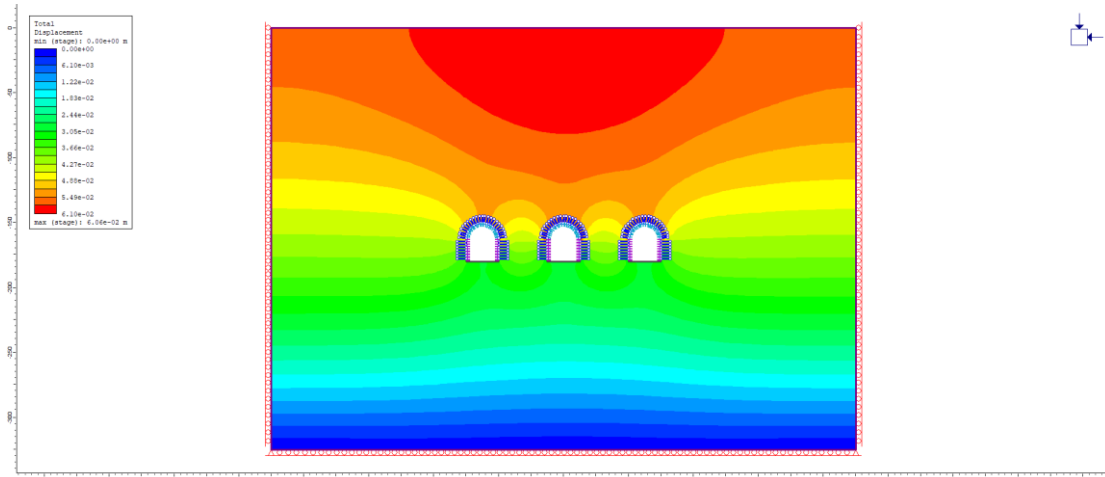


Διάγραμμα 1.17: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X30 απόσταση 60m GSI 50

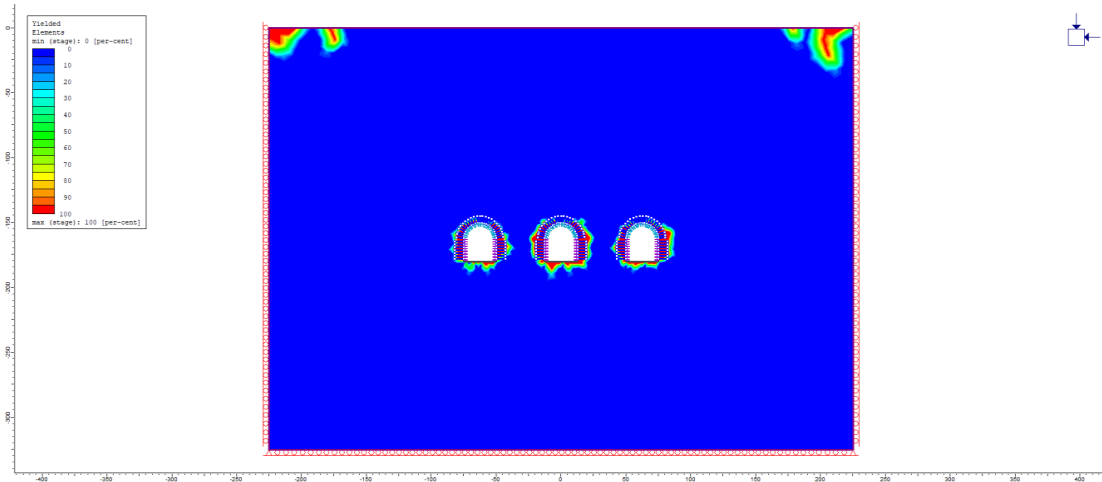


Διάγραμμα 1.18: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 20X30 απόσταση 60m GSI 50

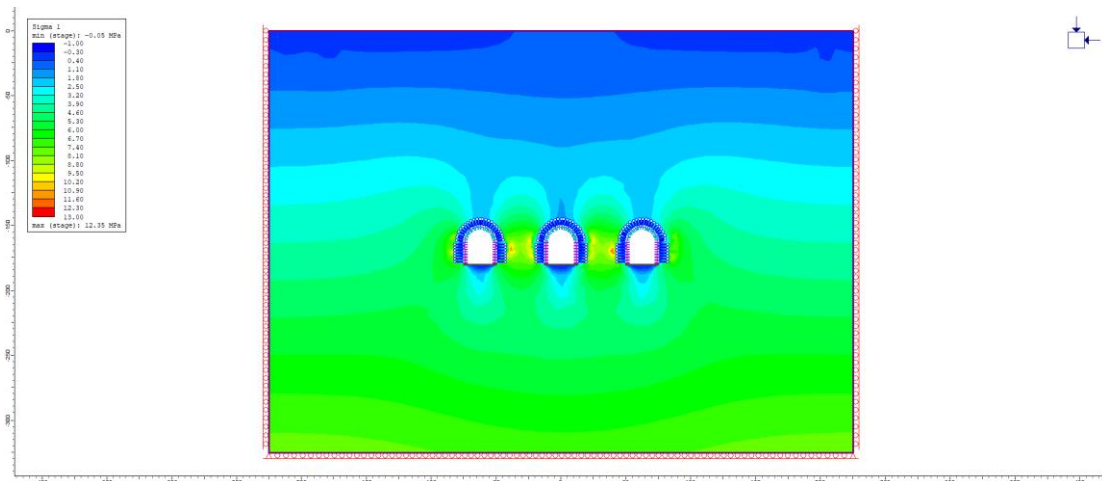
- Διατομή 25X3



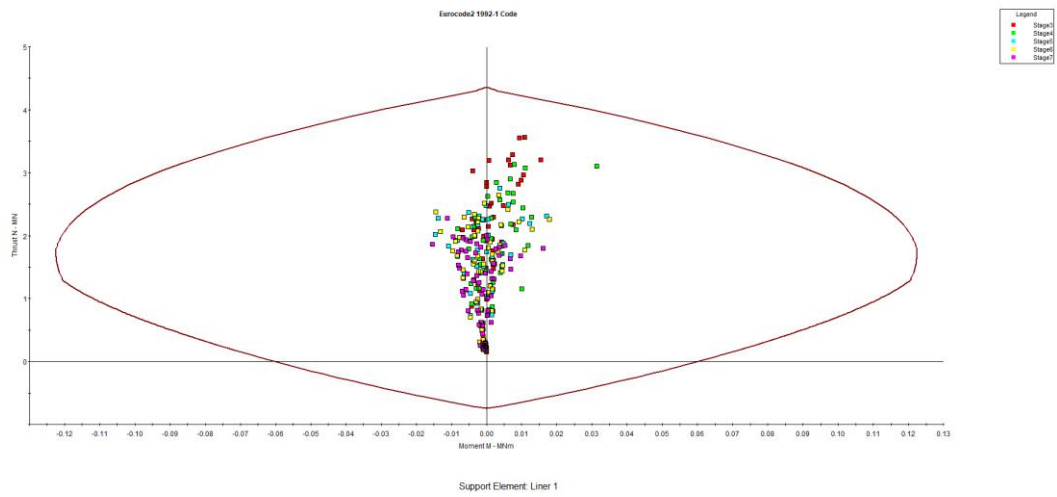
Εικόνα 1.28: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 25X30 GSI 50



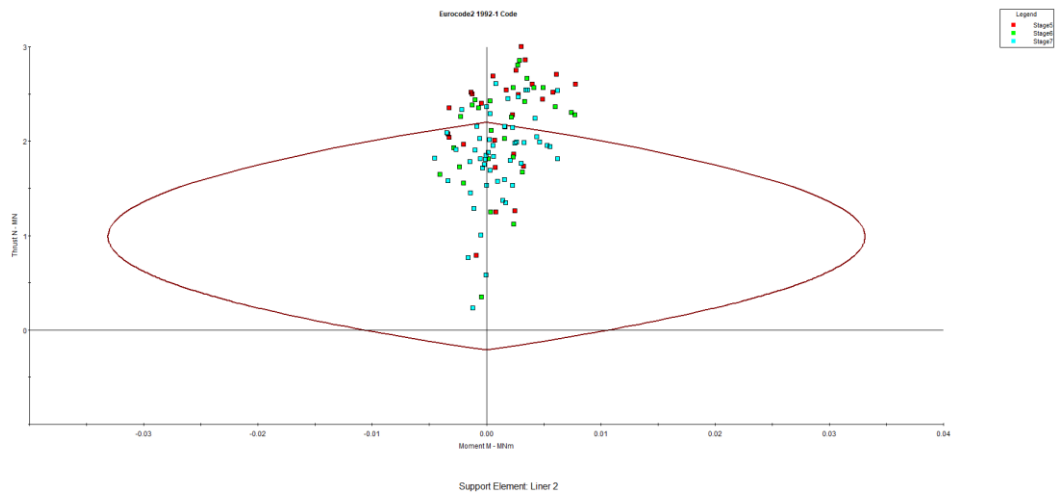
Εικόνα 1.29: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 25X30 GSI 50



Εικόνα 1.30: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 25X30 GSI 50



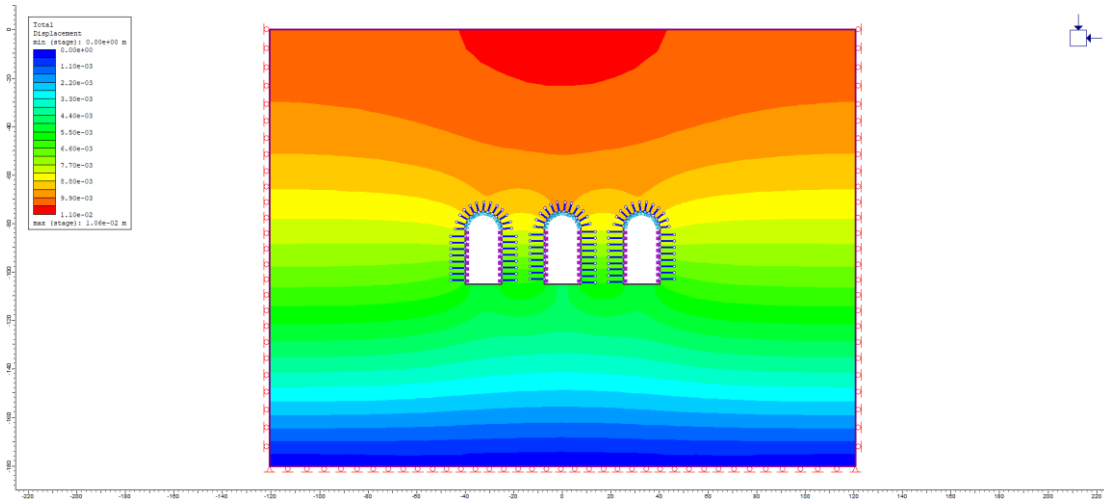
Διάγραμμα 1.19: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 25X30 GSI 50



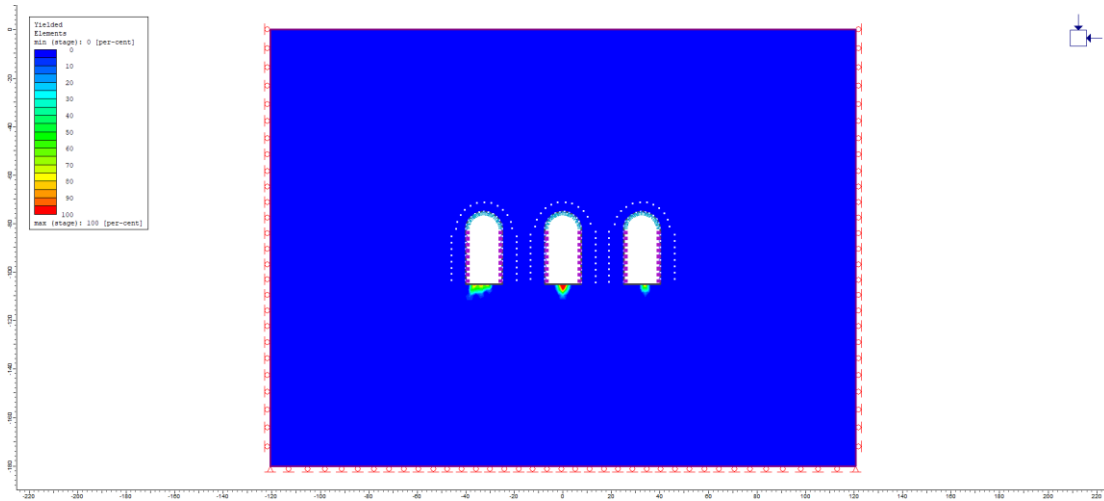
Διάγραμμα 1.20: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 25X30 GSI 50

Μοντέλα προς διερεύνηση για δείκτη GSI 60

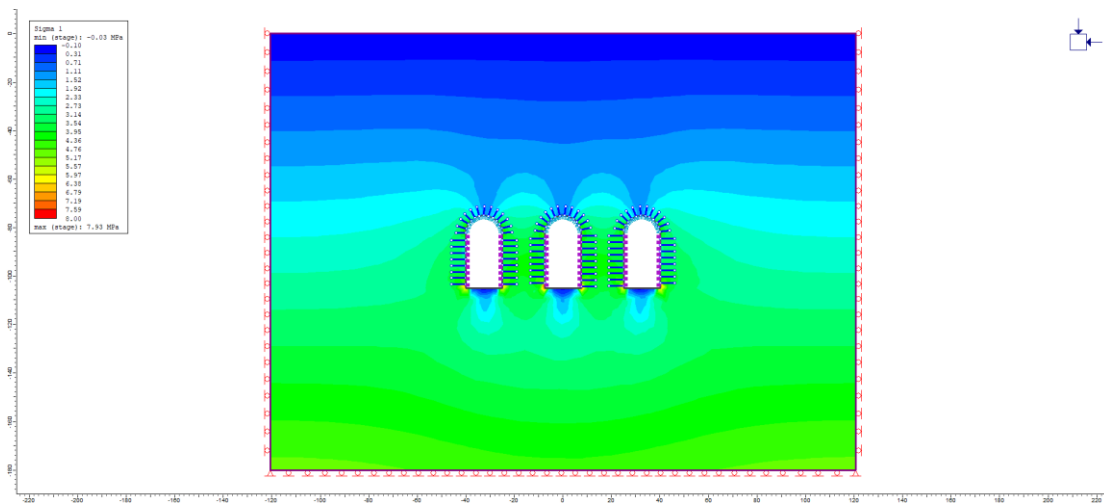
- Διατομή 15X30



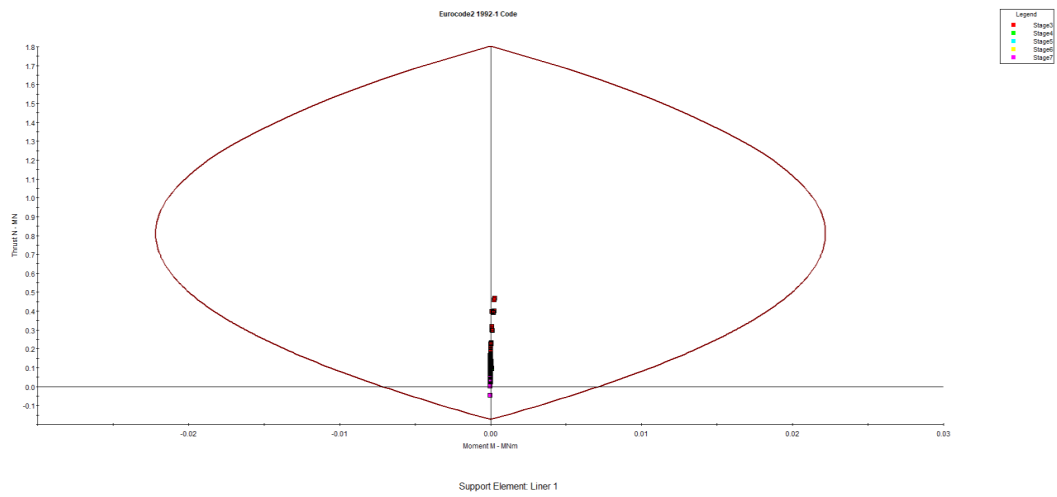
Εικόνα 2.1: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 15X30 GSI 60



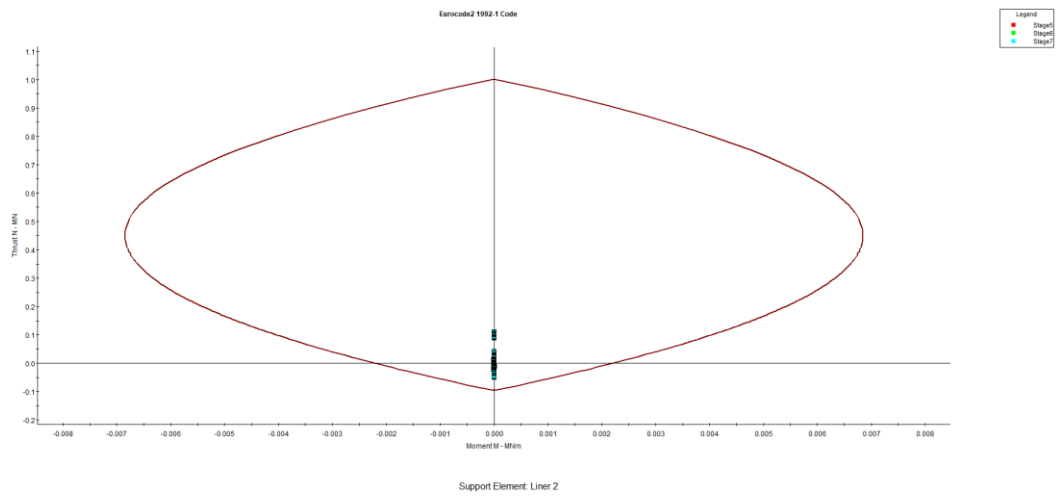
Εικόνα 2.2: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 15X30 GSI 60



Εικόνα 2.3: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 15X30 GSI 60

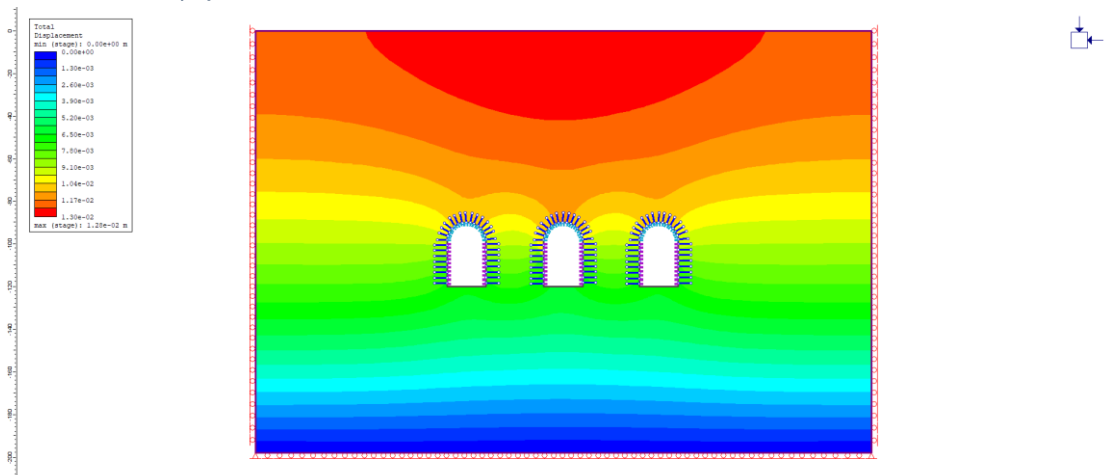


Διάγραμμα 2.1: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 15X30 GSI 60

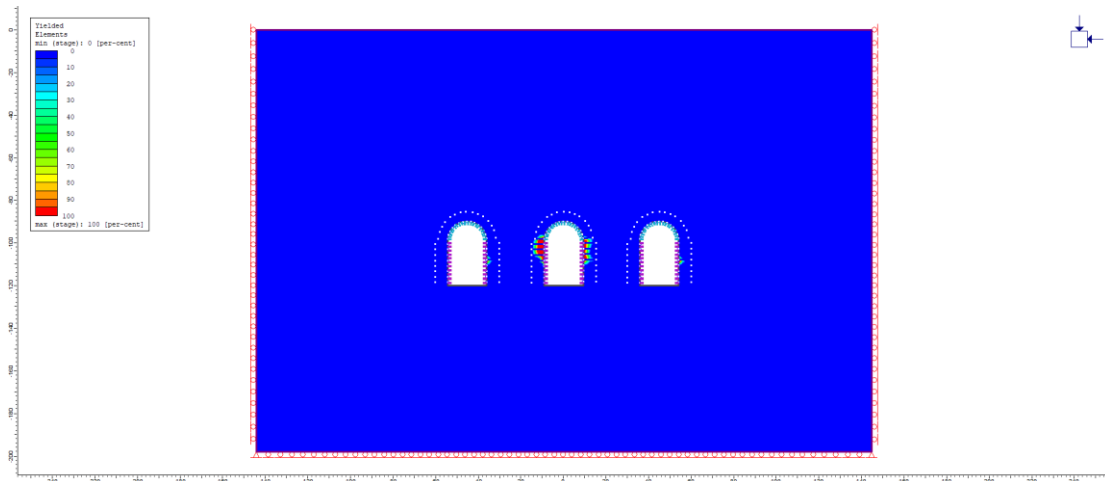


Διάγραμμα 2.2: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 15X30 GSI 60

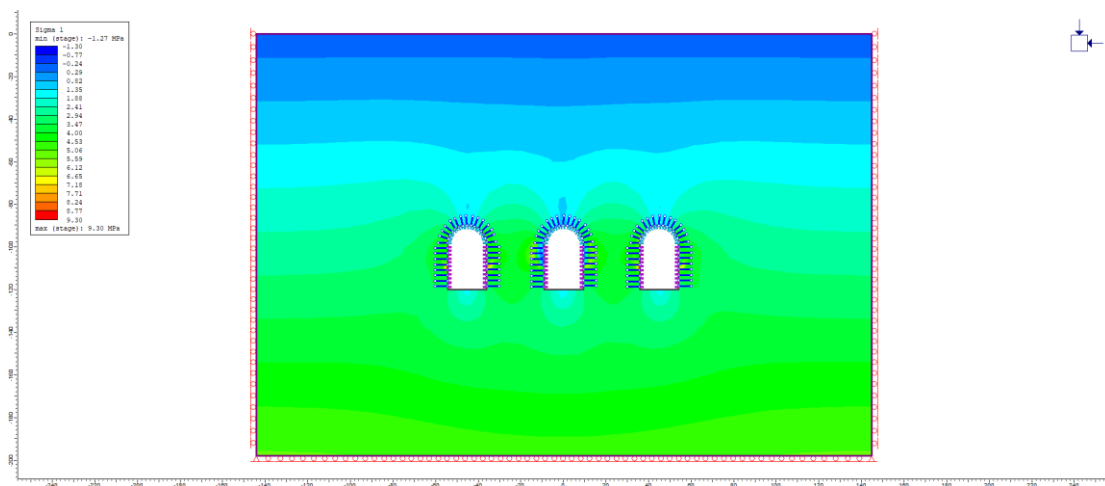
- Διατομή 18X30



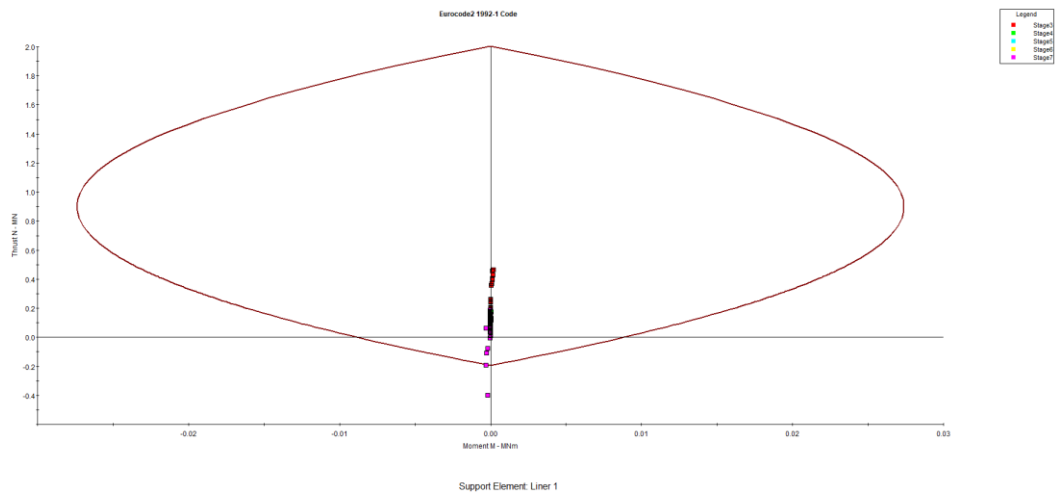
Εικόνα 2.4: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 18X30 GSI 60



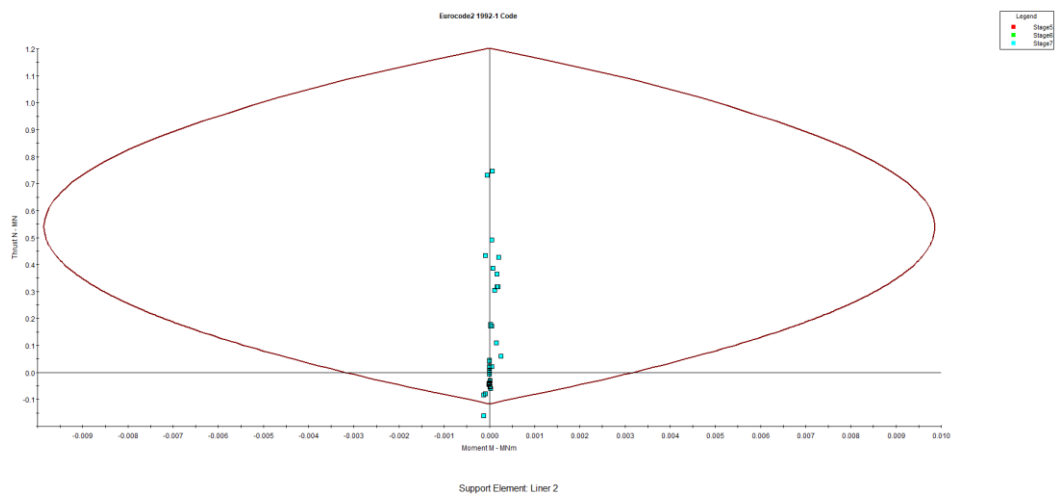
Εικόνα 2.5: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 18X30 GSI 60



Εικόνα 2.6: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 18X30 GSI 60

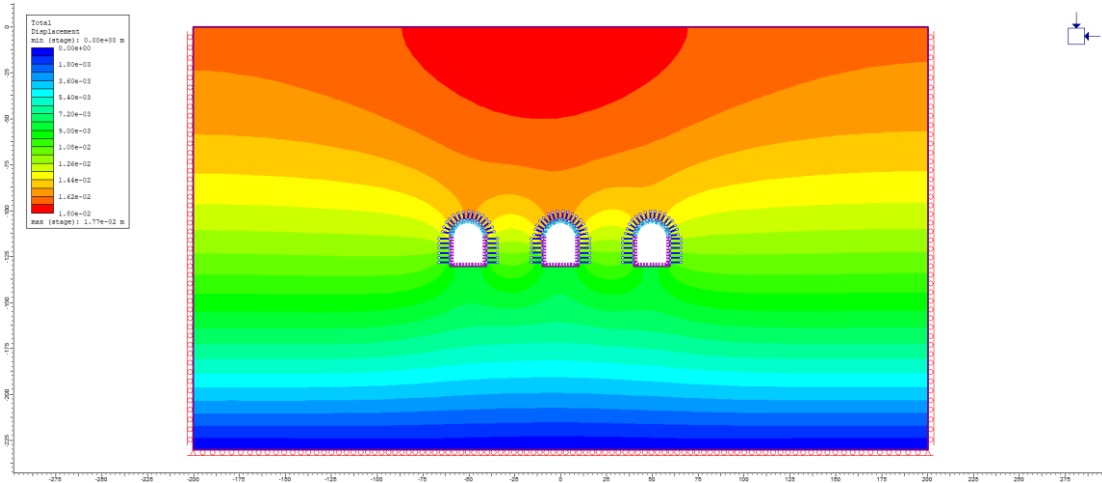


Διάγραμμα 2.3: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 18X30 GSI 60

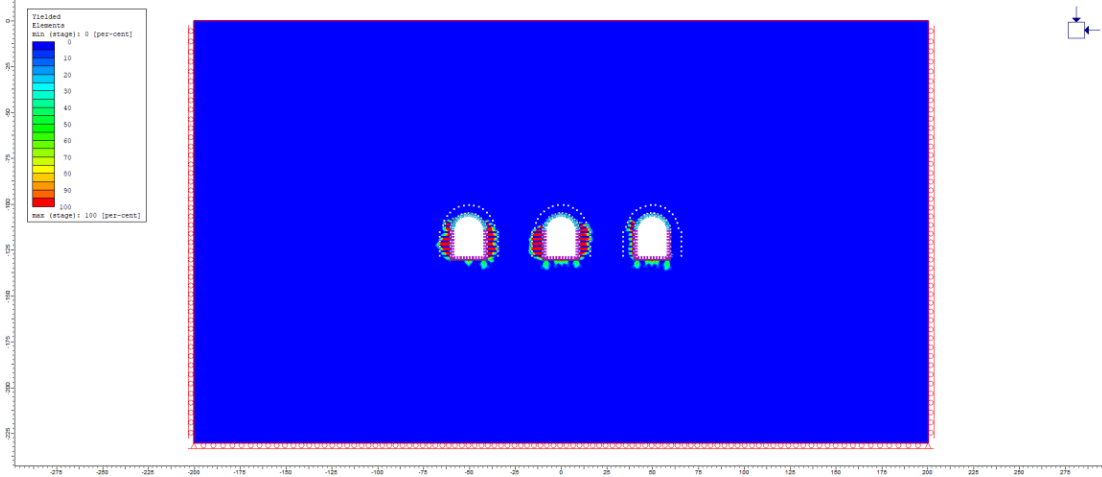


Διάγραμμα 2.4: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 18X30 GSI 60

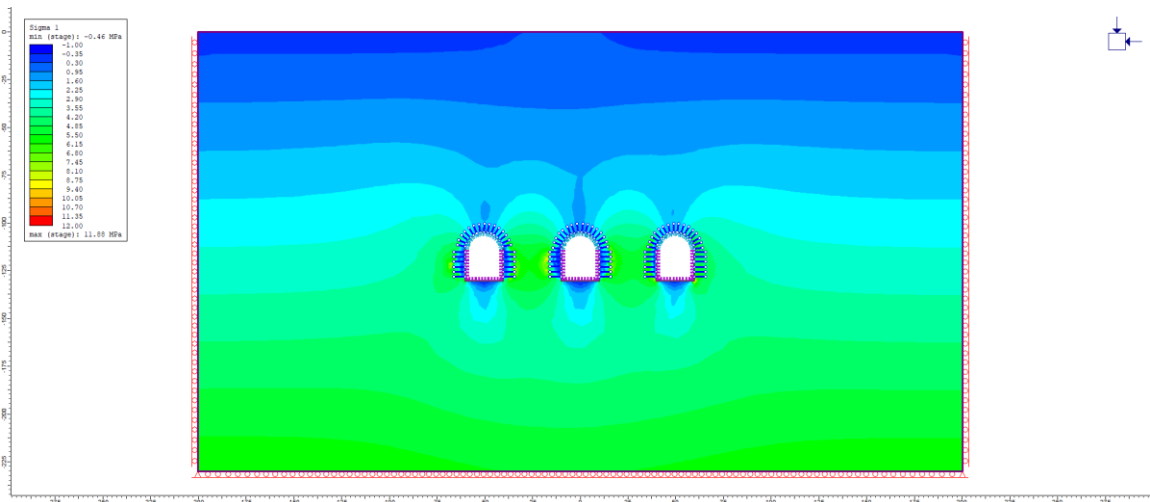
- Διατομή 20X25



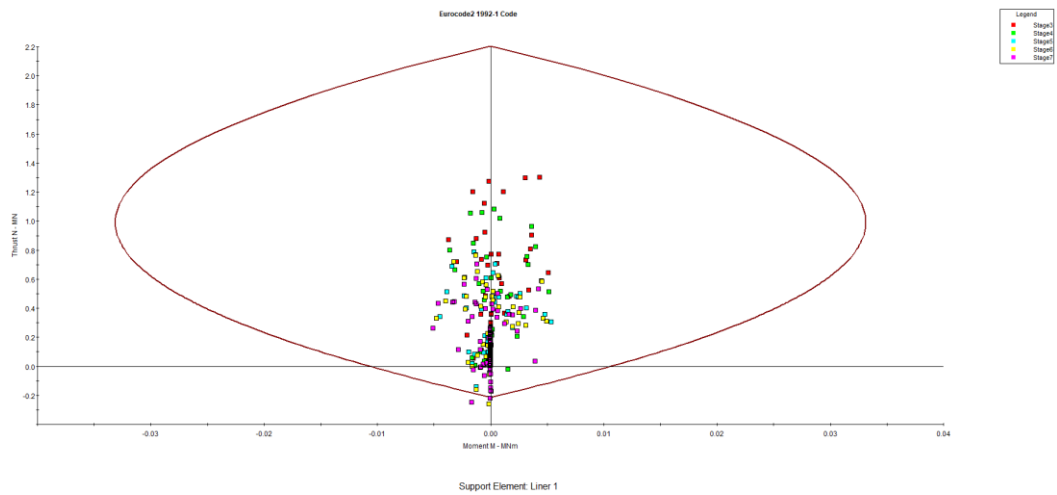
Εικόνα 2.4: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 18X30 GSI 60



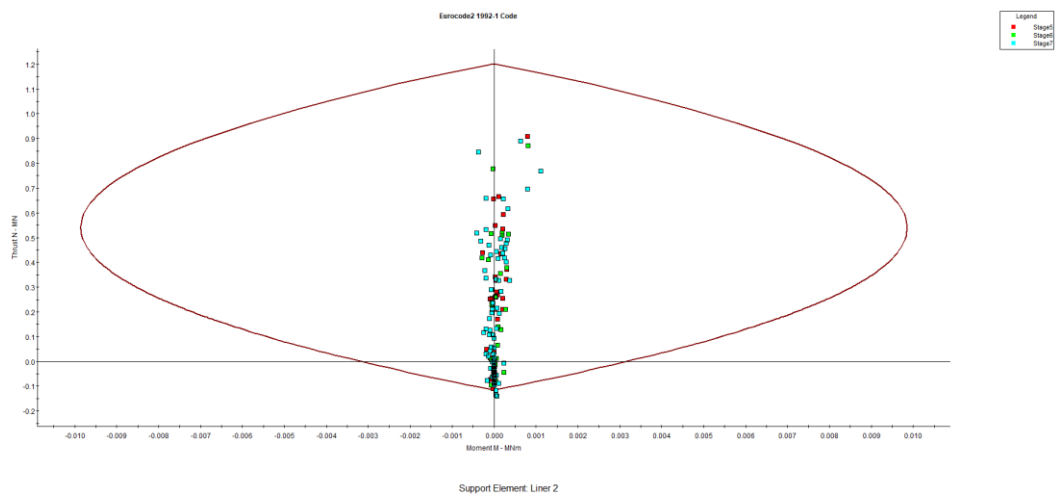
Εικόνα 2.5: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 18X30 GSI 60



Εικόνα 2.9: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X25 GSI 60

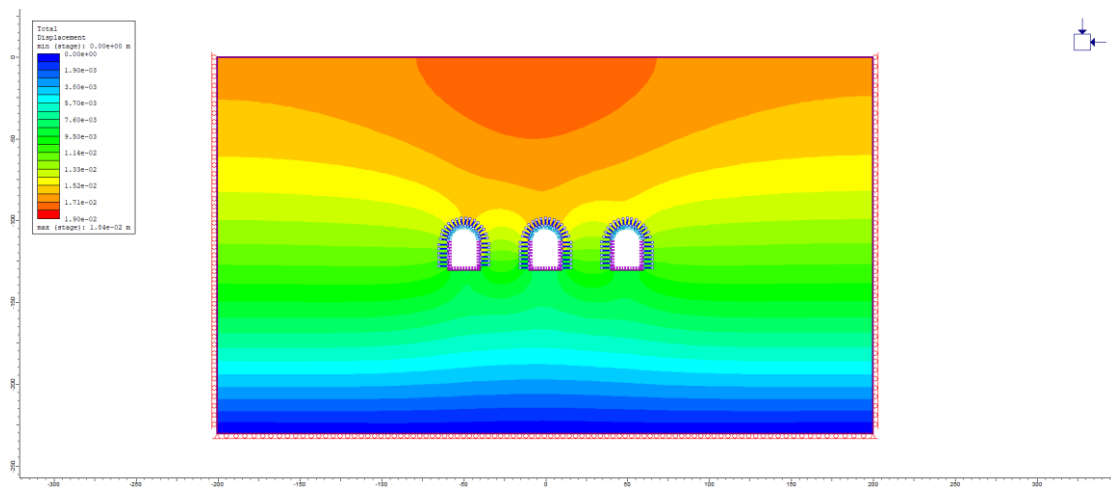


Διάγραμμα 2.5: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X25 GSI 60

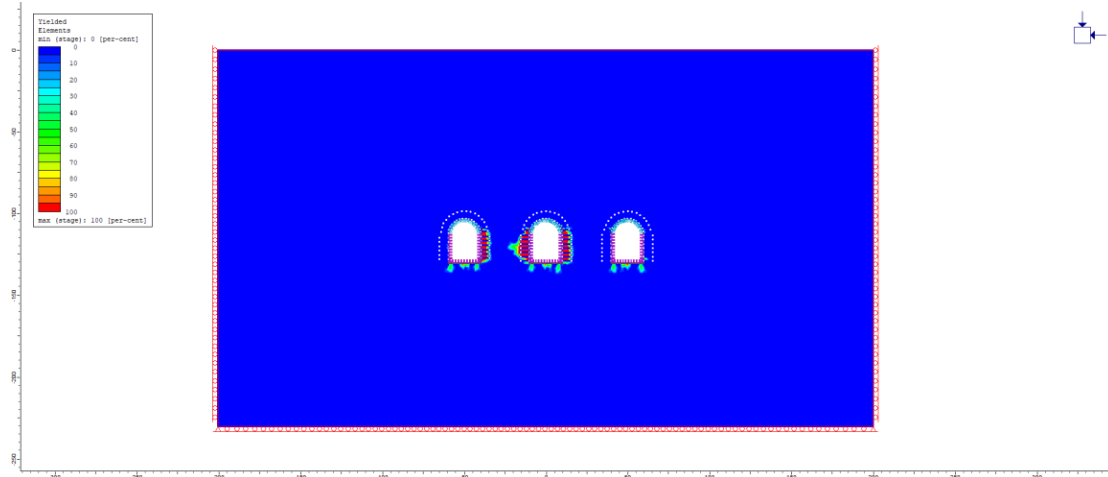


Διάγραμμα 2.6: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 20X25 GSI 60

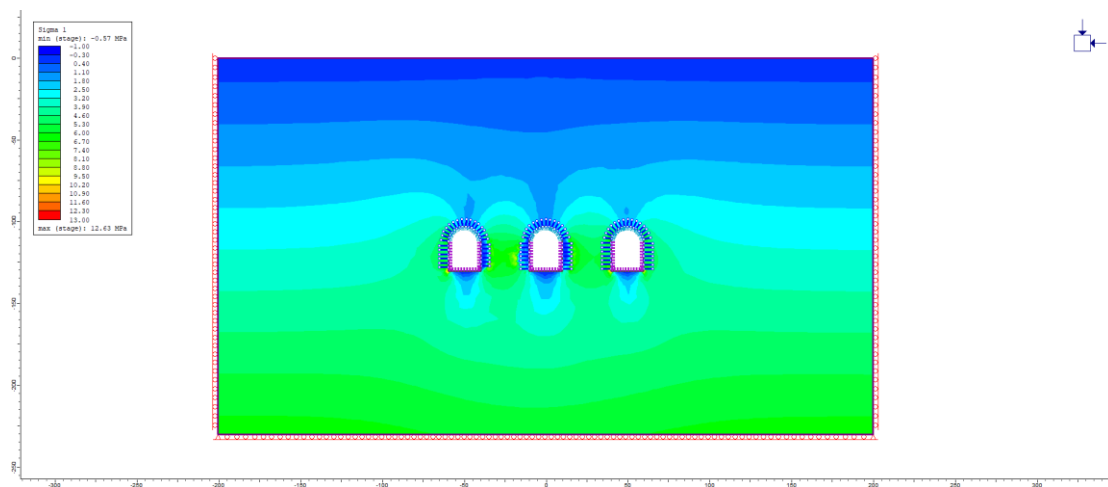
- Διατομή 20X27



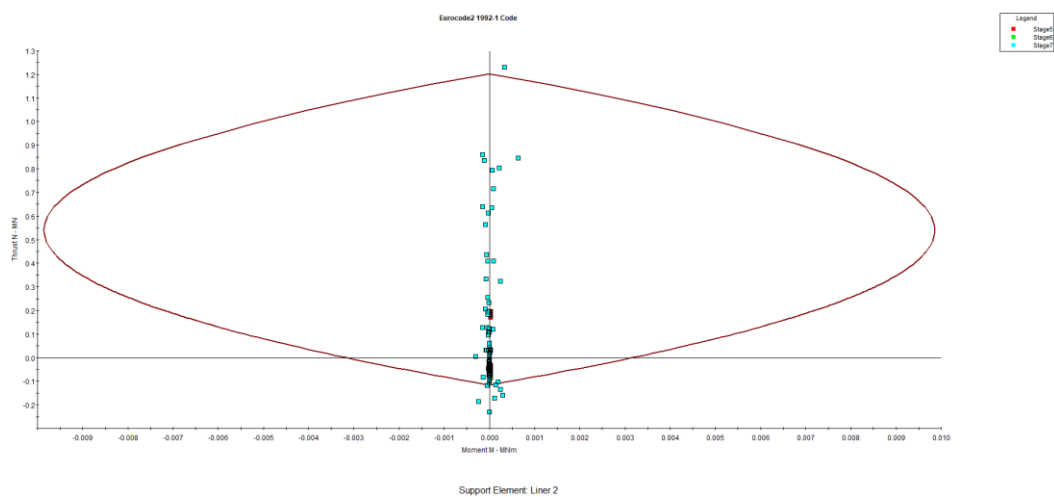
Εικόνα 2.10: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X27 GSI 60



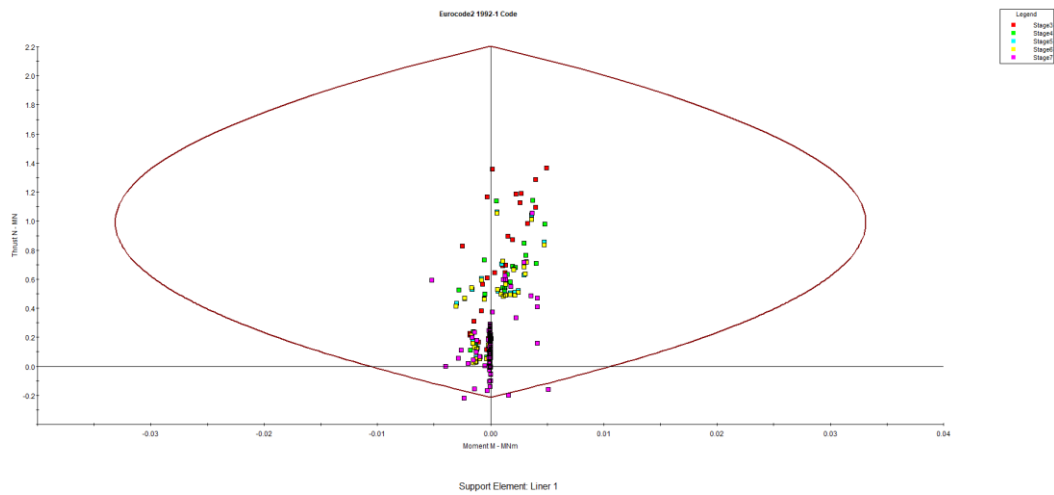
Εικόνα 2.11: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X27 GSI 60



Εικόνα 2.12: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X27 GSI 60

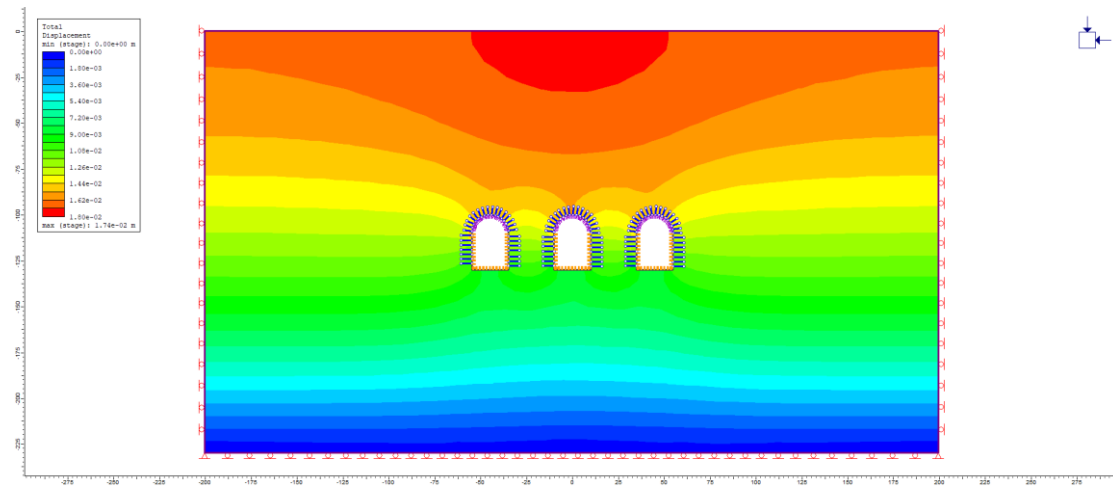


Διάγραμμα 2.7: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X27 GSI 60

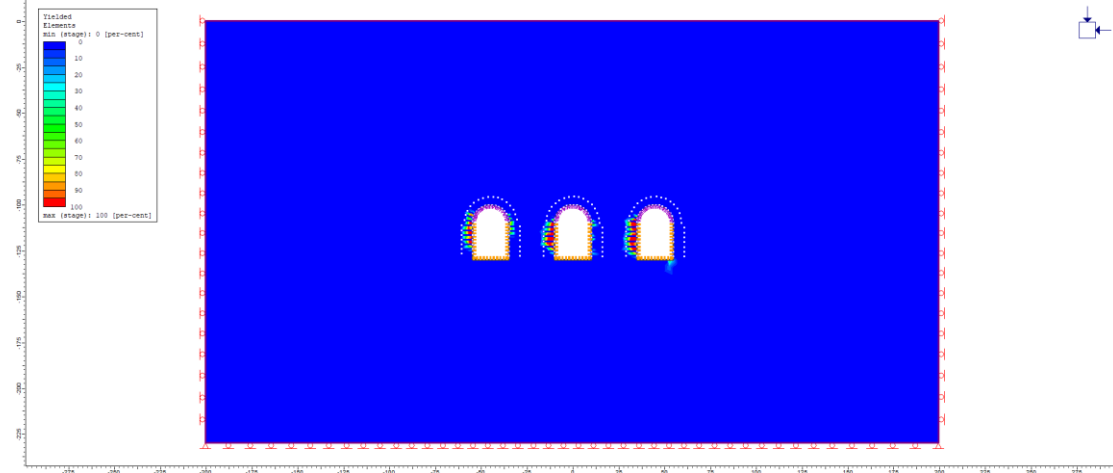


Διάγραμμα 2.8: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X27 GSI 60

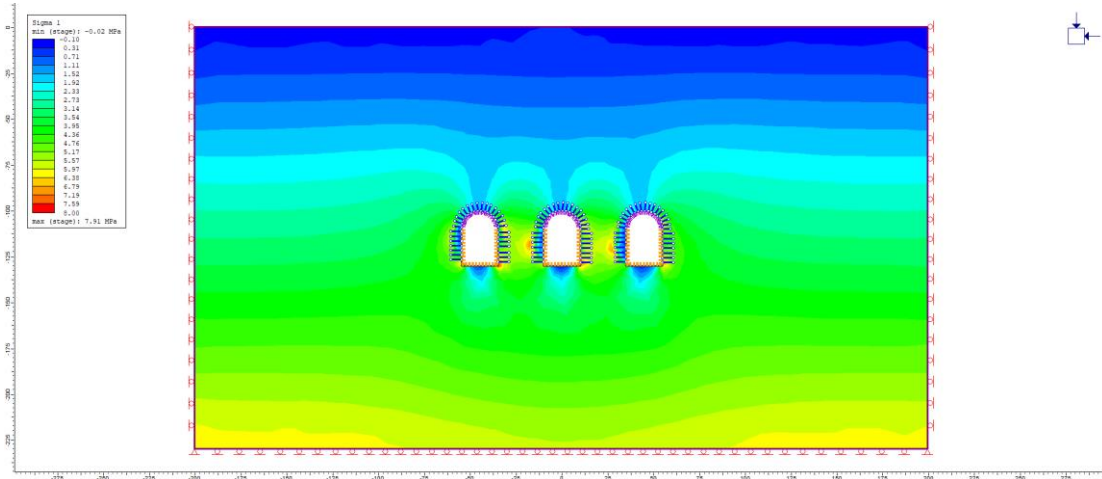
• Διατομή 20X30 απόσταση 25m



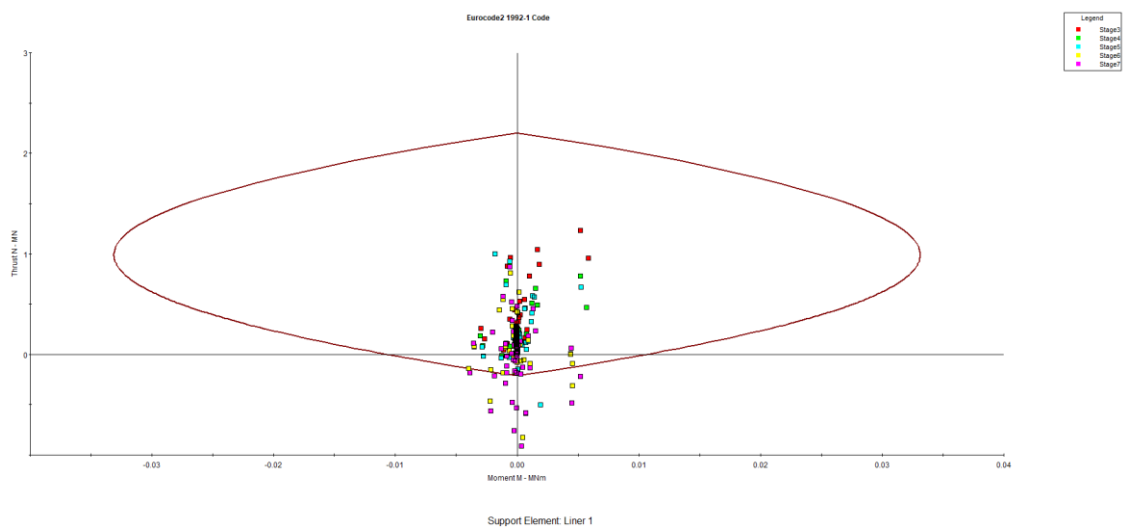
Εικόνα 2.13: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 25m



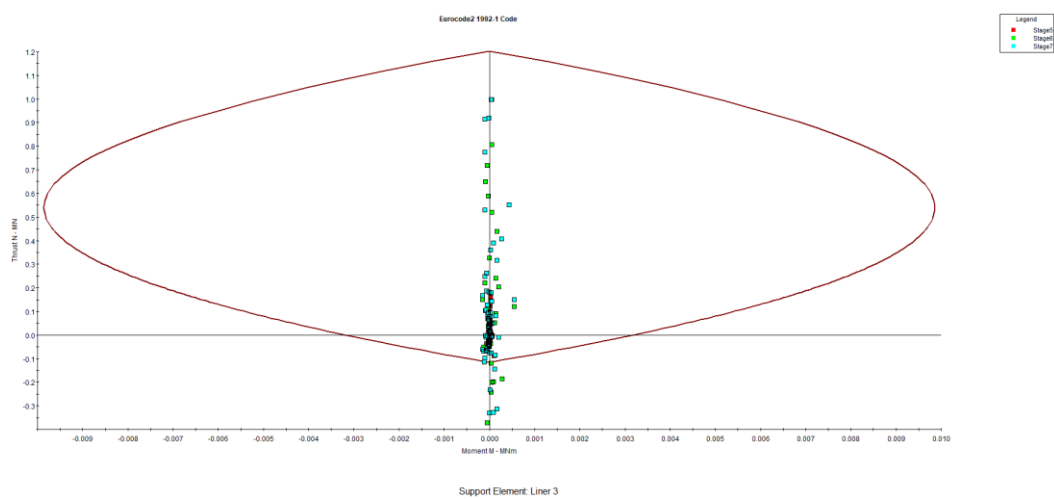
Εικόνα 2.14: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20Χ30 απόσταση 45m



Εικόνα 2.15: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20Χ30 απόσταση 25m

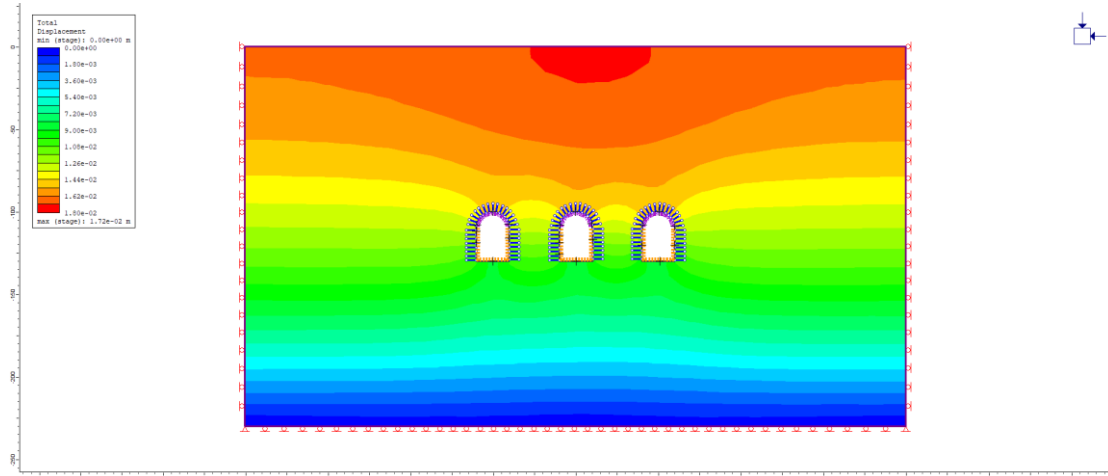


Διάγραμμα 2.9: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20Χ30 απόσταση 25m

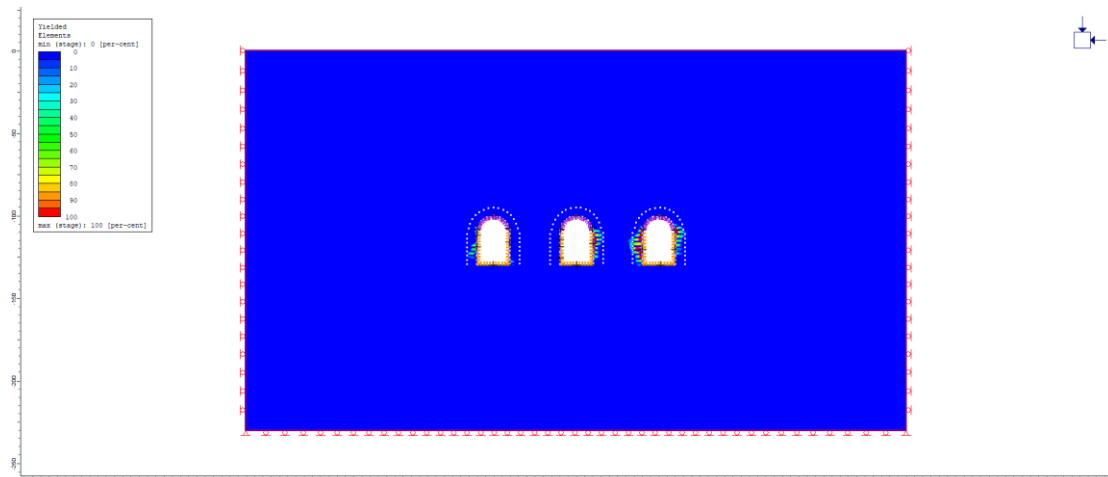


Διάγραμμα 2.10: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 20X30 απόσταση 25m

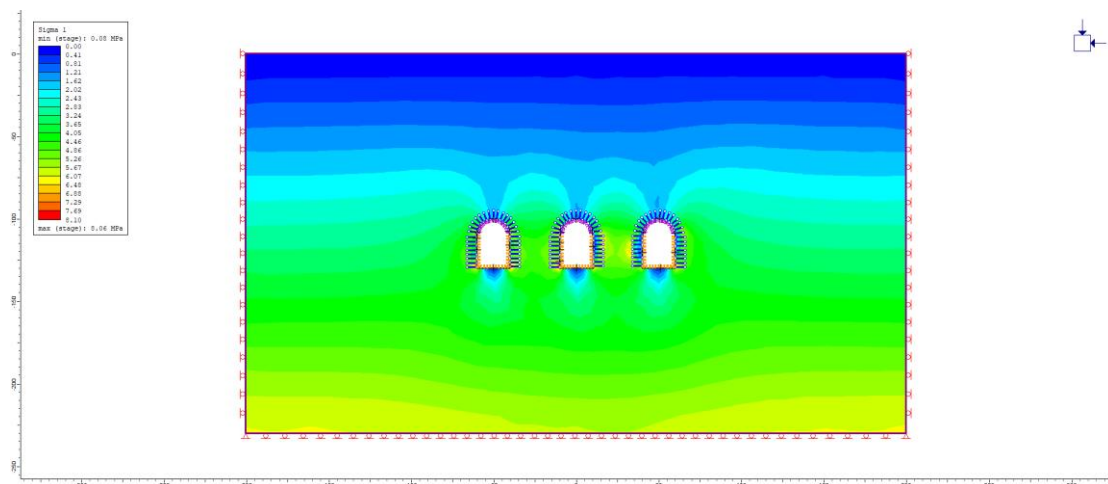
- Διατομή 20X30 απόσταση 30 m



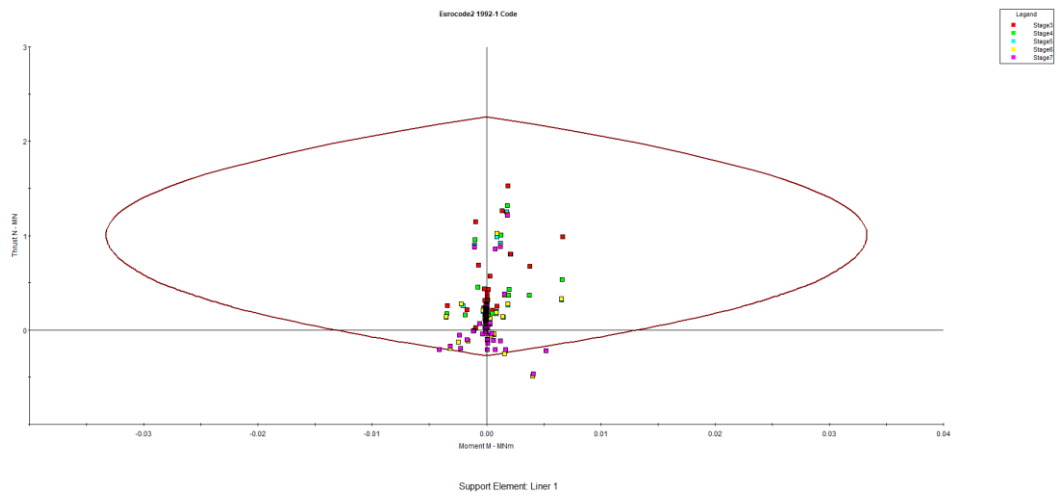
Εικόνα 2.16: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 30 m



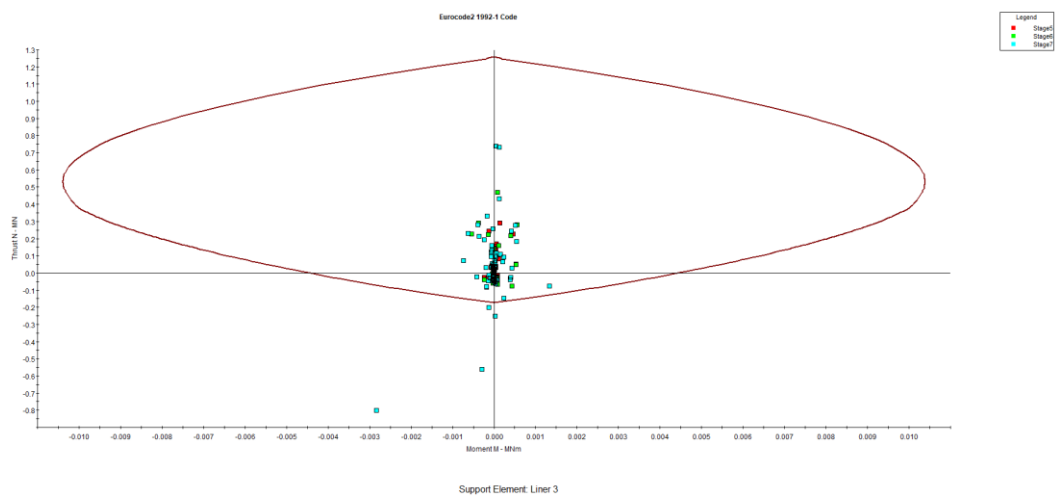
Εικόνα 2.17: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 30 m



Εικόνα 2.18: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 30 m

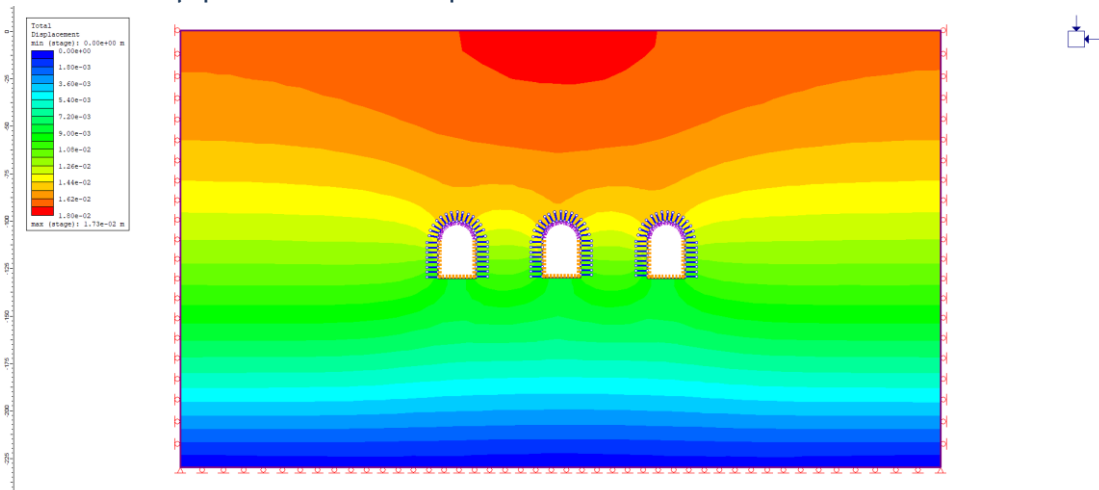


Διάγραμμα 2.11: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20Χ30 απόσταση 30 m

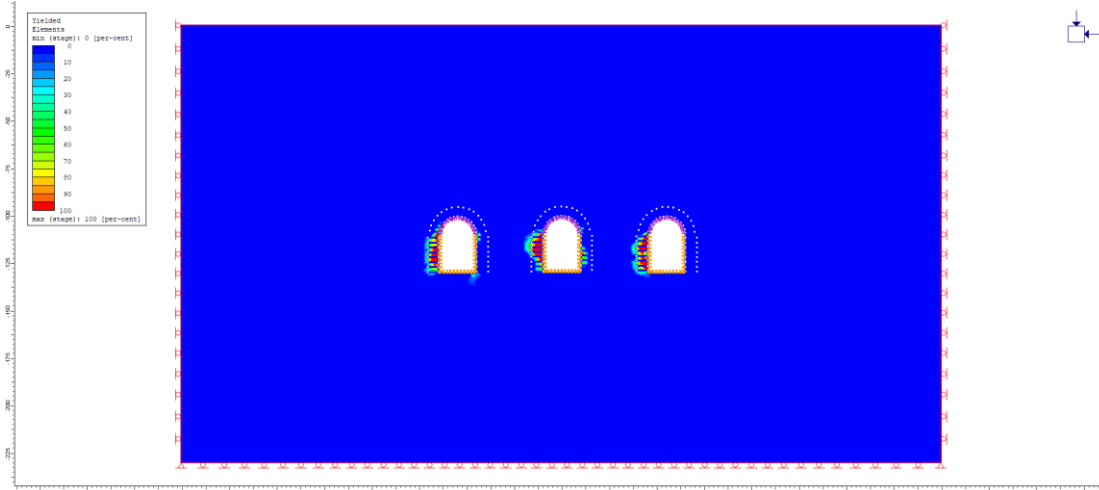


Διάγραμμα 2.12: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20Χ30 απόσταση 30 m

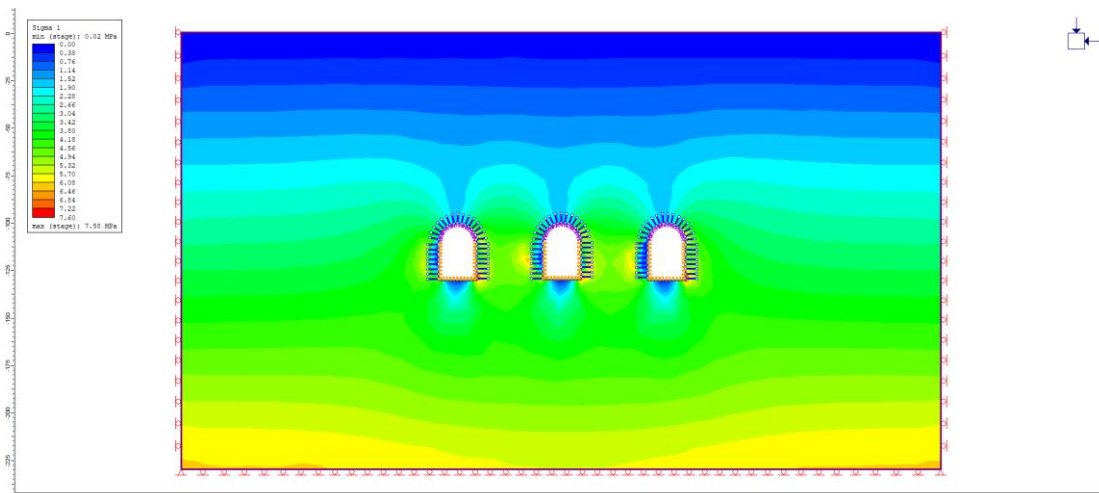
- Διατομή 20X30 απόσταση 35m



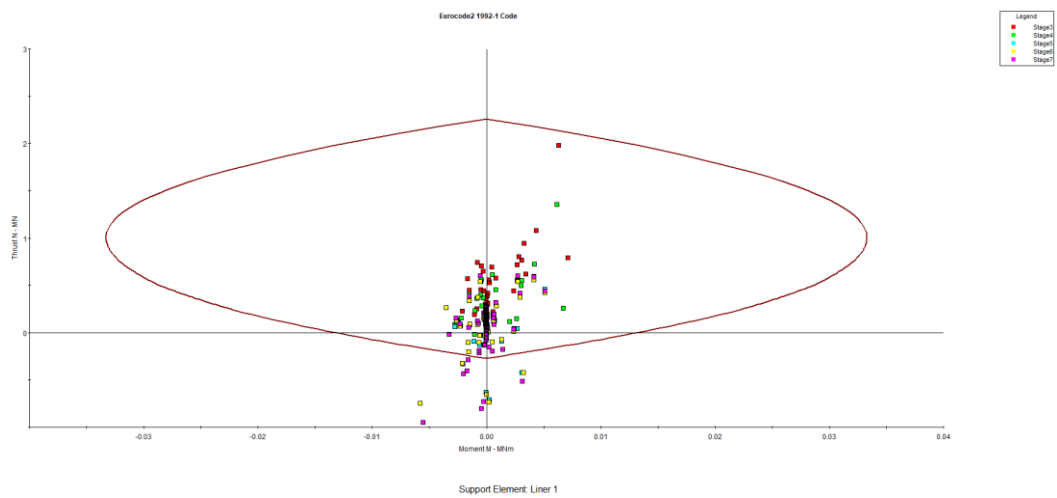
Εικόνα 2.19: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 35m



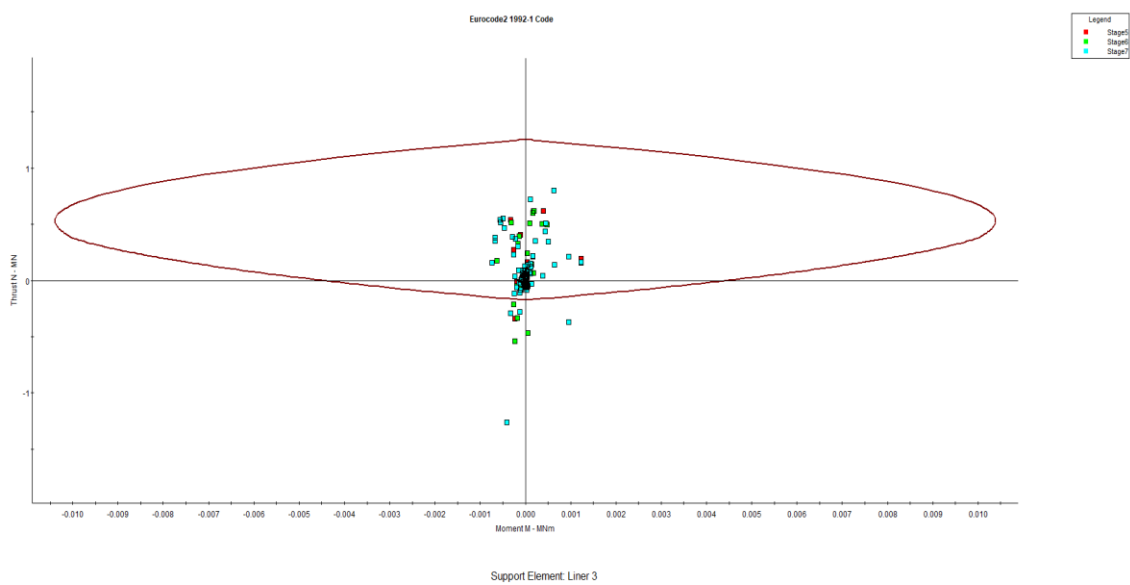
Εικόνα 2.20: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 35m



Εικόνα 2.21: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 35m

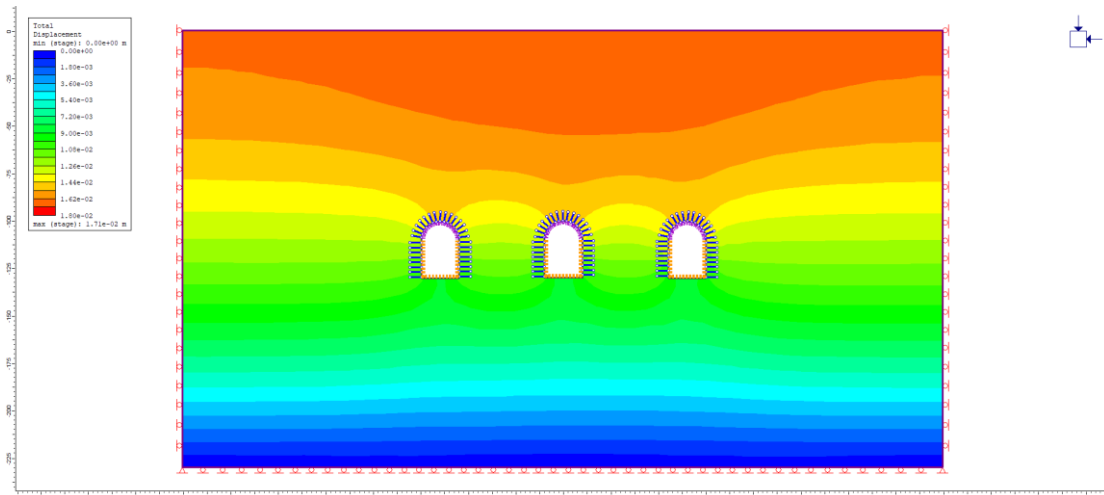


Διάγραμμα 2.13: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X30 απόσταση 35m

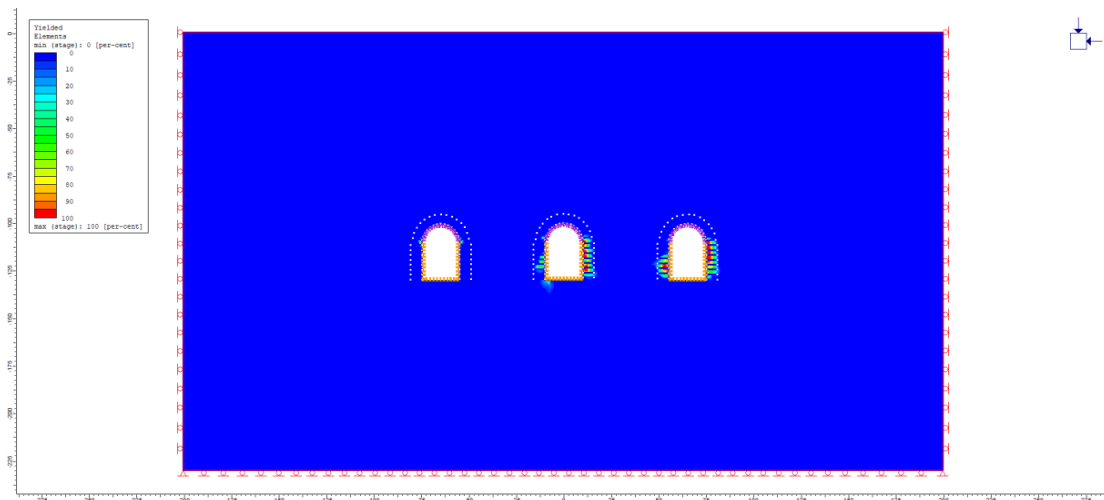


Διάγραμμα 2.14: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 20X30 απόσταση 35m

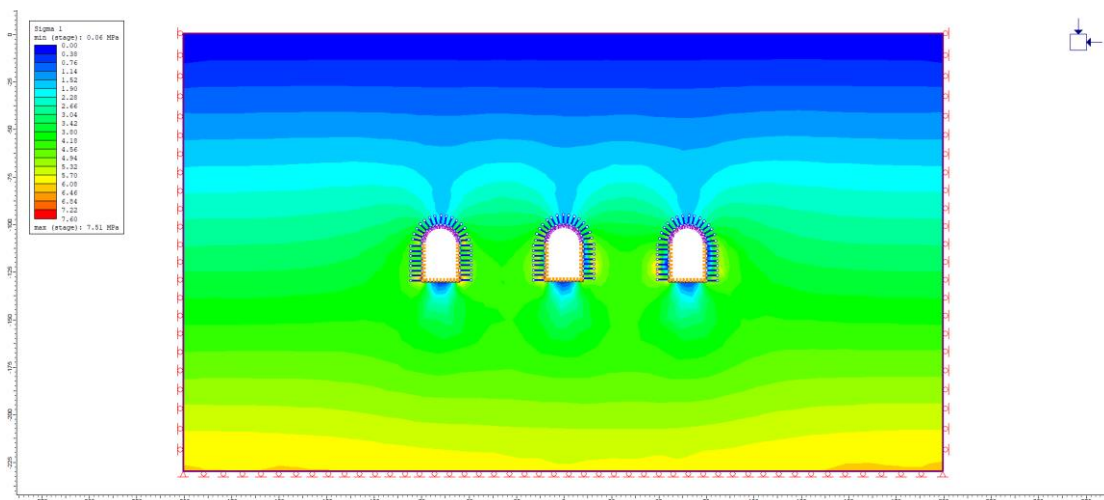
- Διατομή 20X30 απόσταση 45m



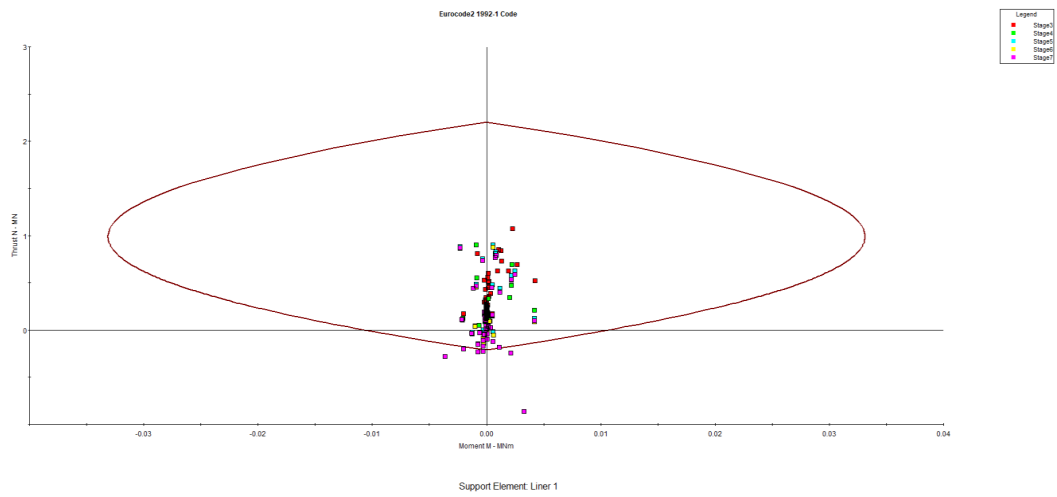
Εικόνα 2.22: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 45m



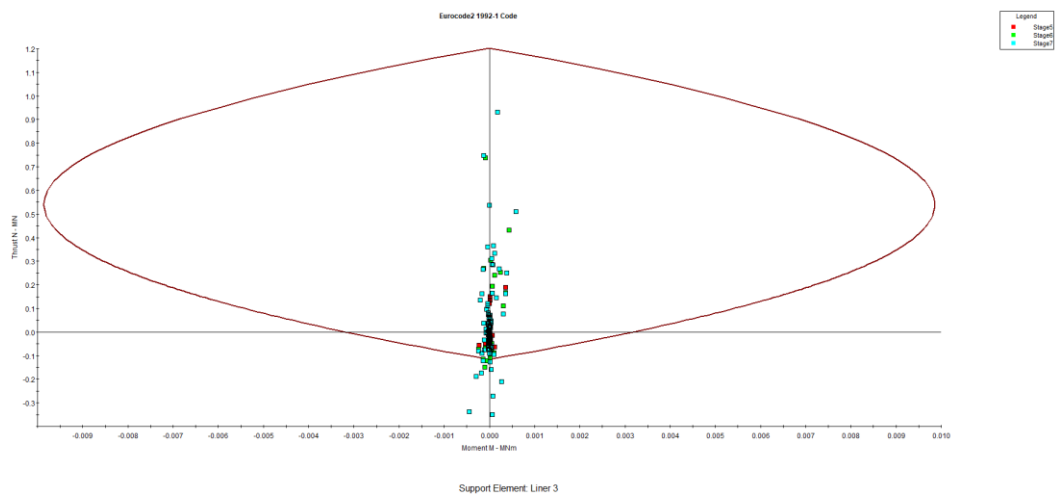
Εικόνα 2.23: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 45m



Εικόνα 2.24: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 45m

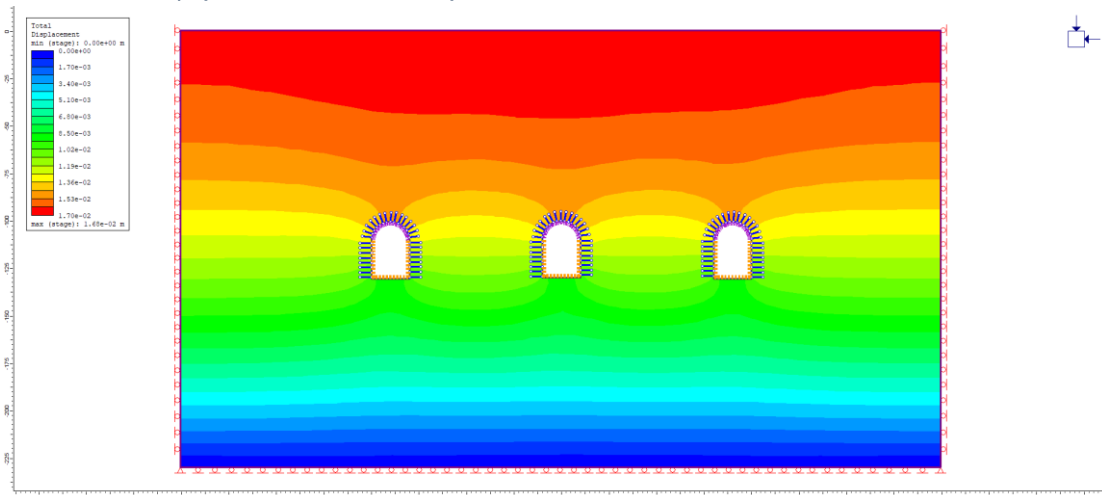


Διάγραμμα 2.15: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X30 απόσταση 45m

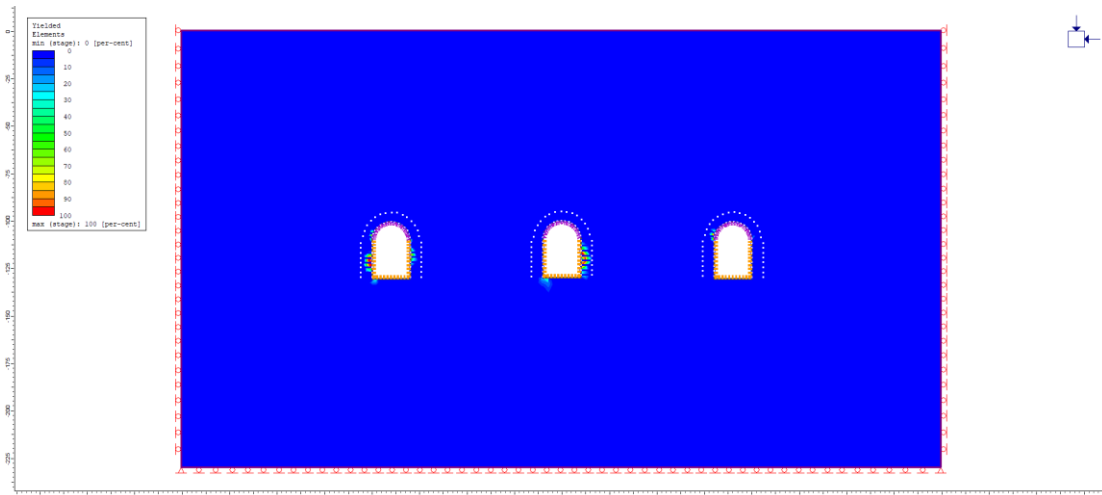


Διάγραμμα 2.16: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 20X30 απόσταση 45m

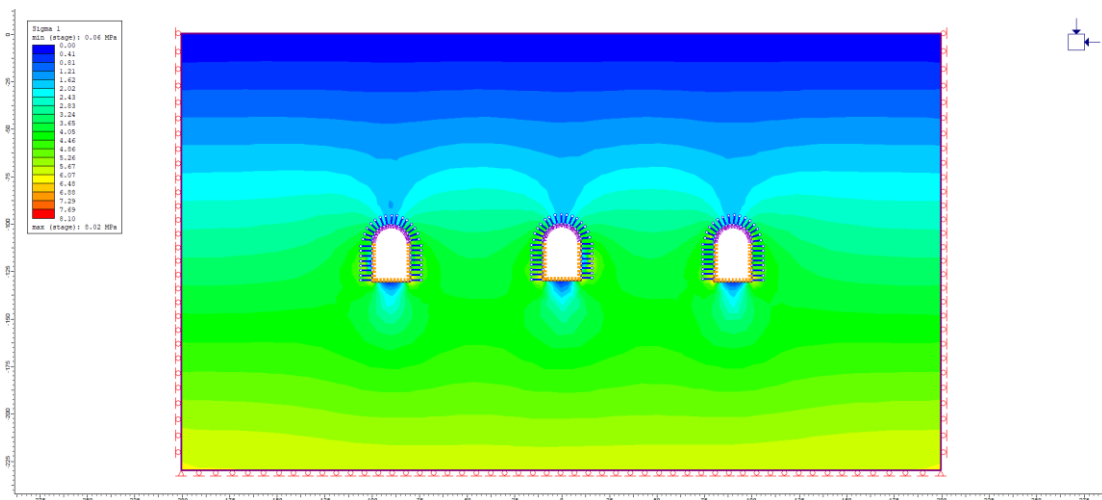
- Διατομή 20X30 απόσταση 60m



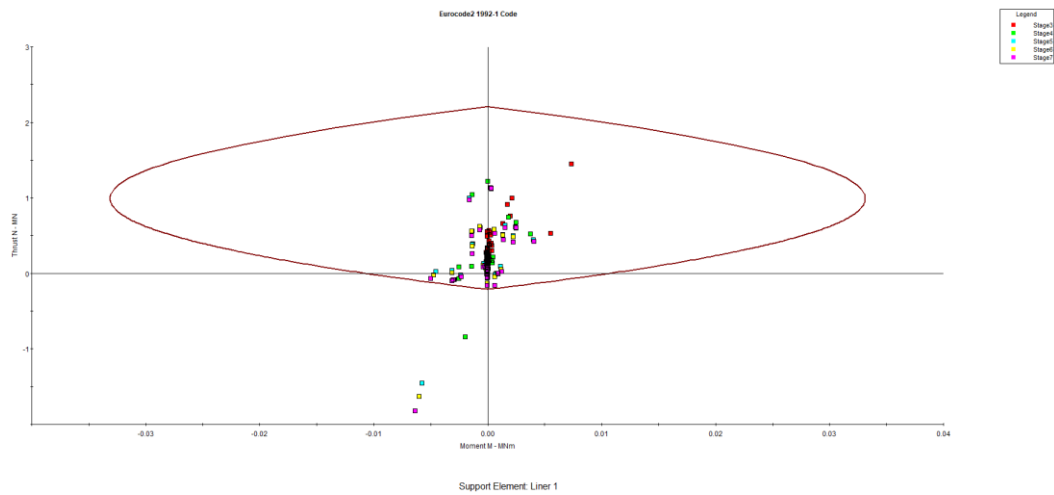
Εικόνα 2.25: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 60m



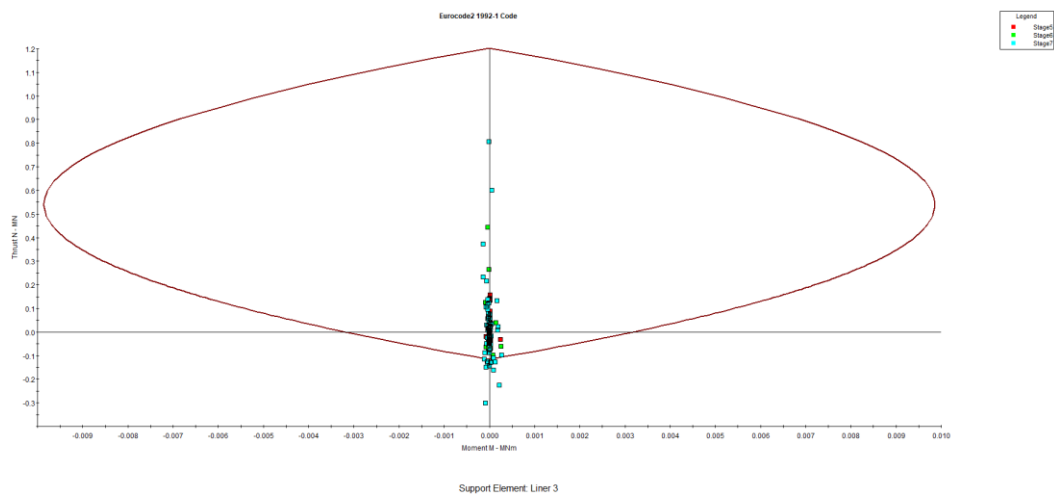
Εικόνα 2.26: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 60m



Εικόνα 2.27.: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 60m

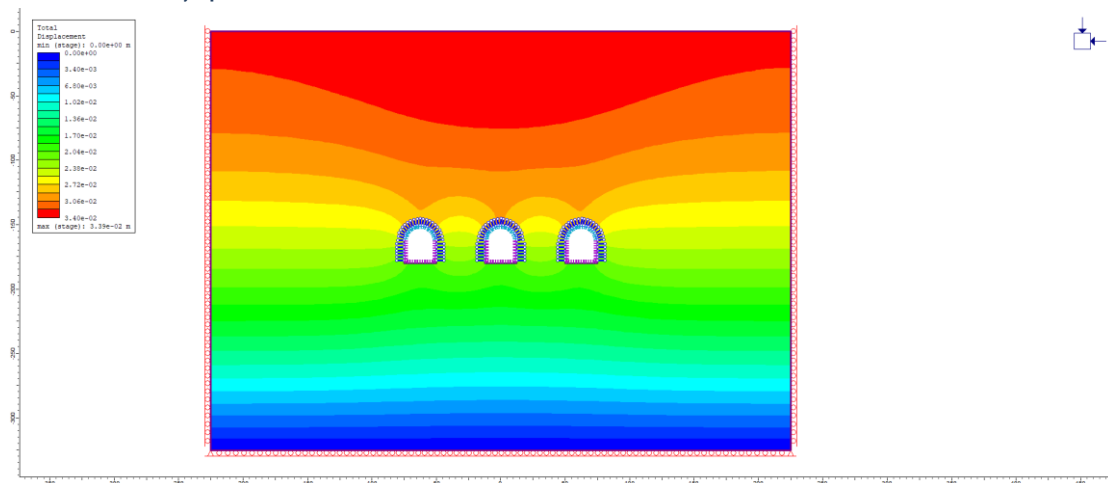


Διάγραμμα 2.18: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X30 απόσταση 60m

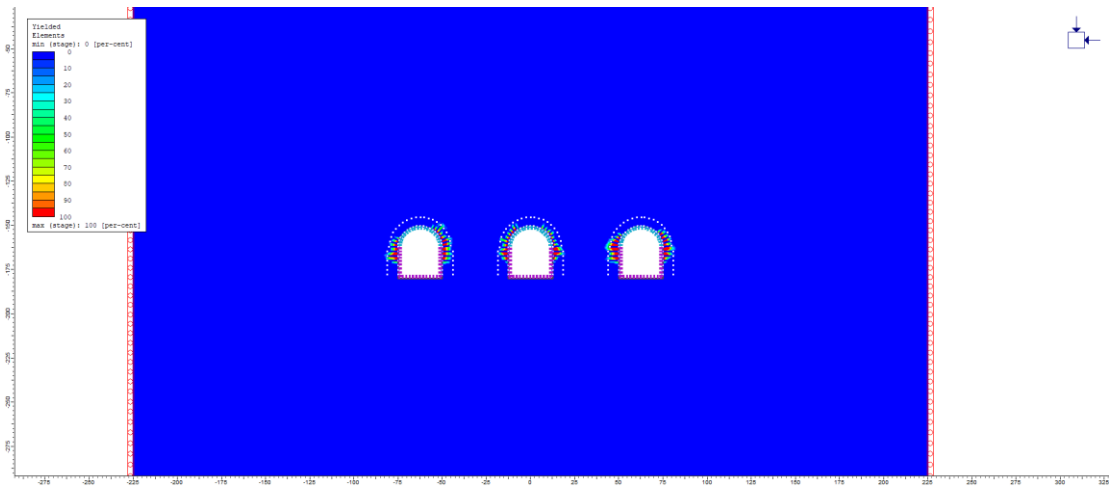


Διάγραμμα 2.19: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 20X30 απόσταση 60m

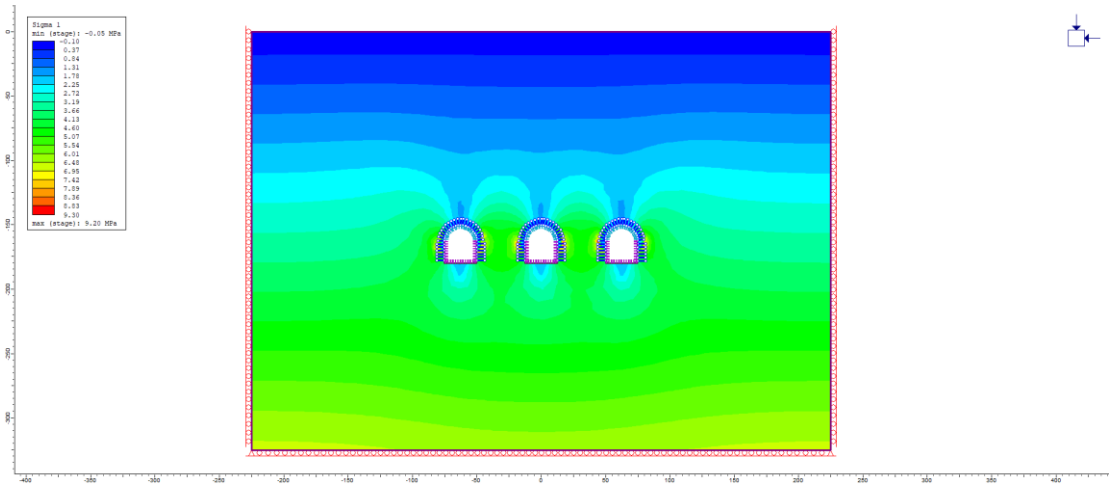
- Διατομή 25X3



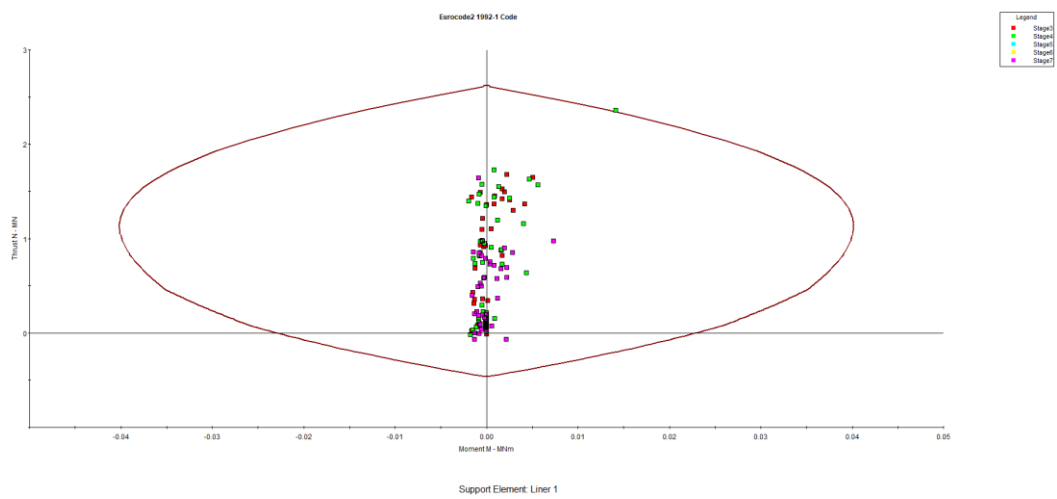
Εικόνα 2.28: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 25X30 GSI 60



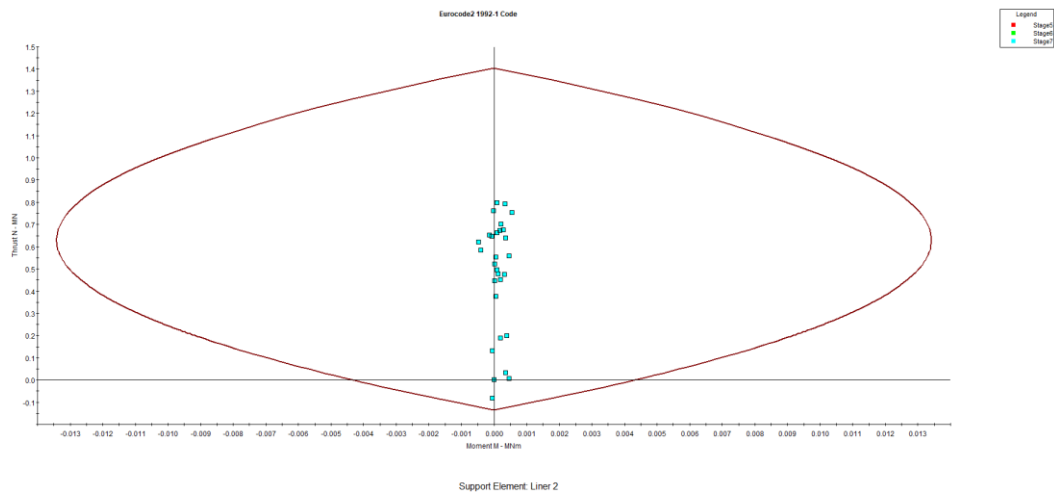
Εικόνα 2.29: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 25X30 GSI 60



Εικόνα 2.30: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 25X30 GSI 60



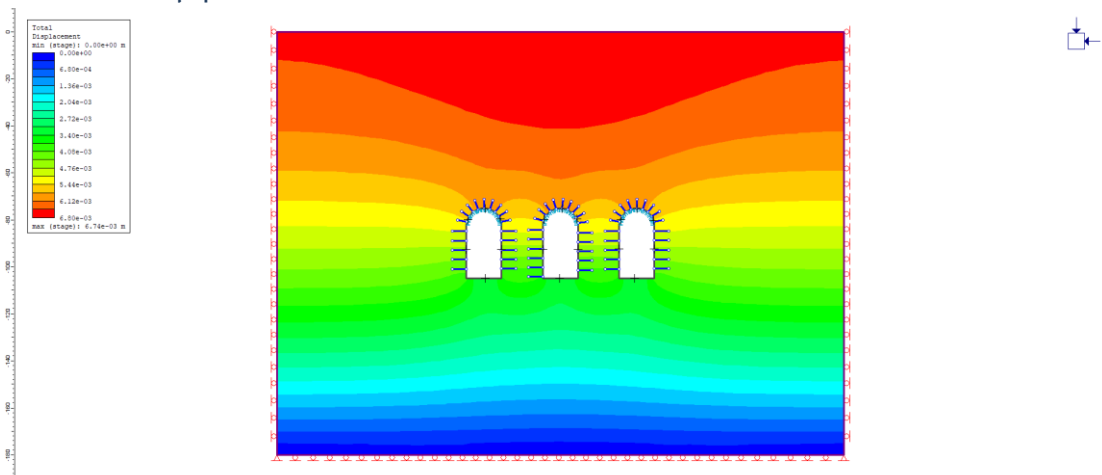
Διάγραμμα 2.20: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 25X30 GSI 60



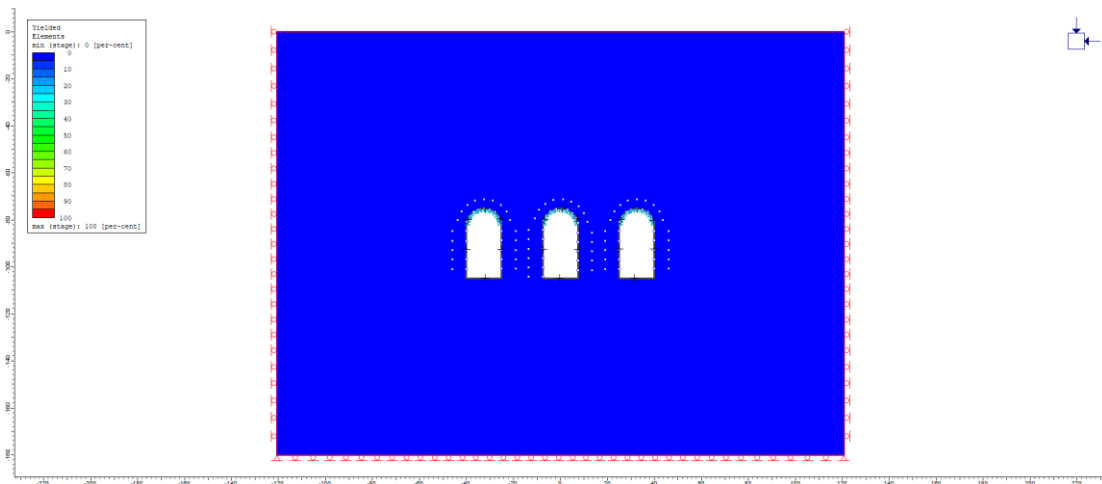
Διάγραμμα 2.21: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης παρειών έργου με διατομή 25X30 GSI 60

Μοντέλα προς διερεύνηση για δείκτη GSI 75

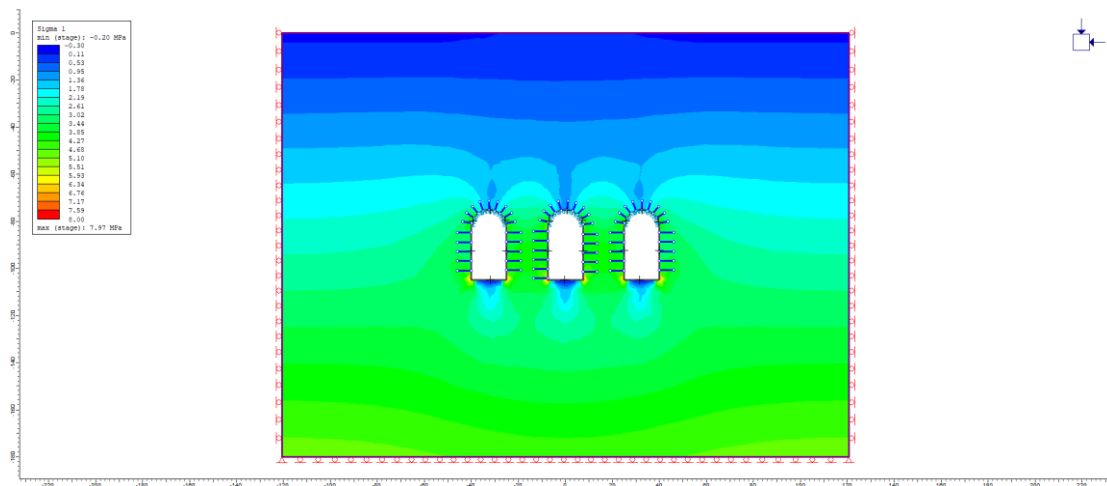
- Διατομή 15X30



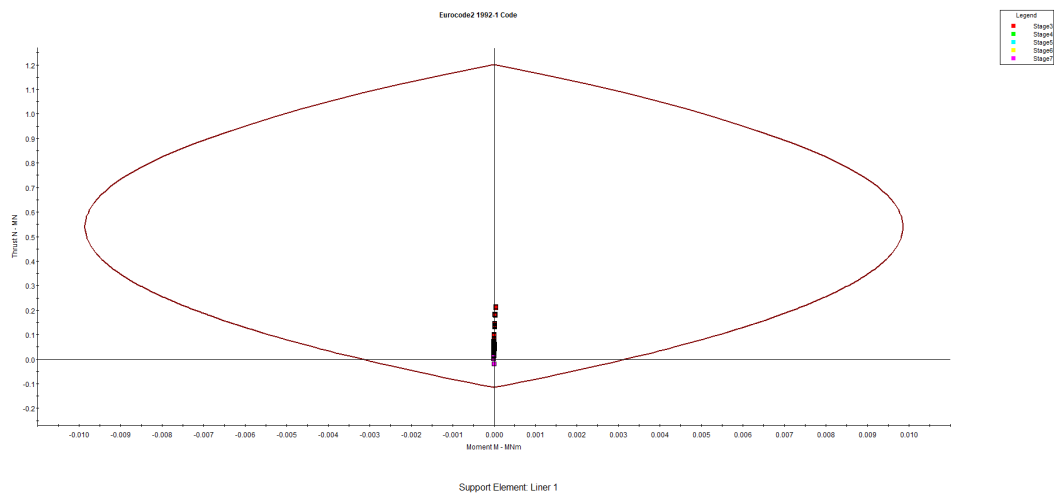
Εικόνα 3.1: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 15X30 GSI 75



Εικόνα 3.2: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 15X30 GSI 75

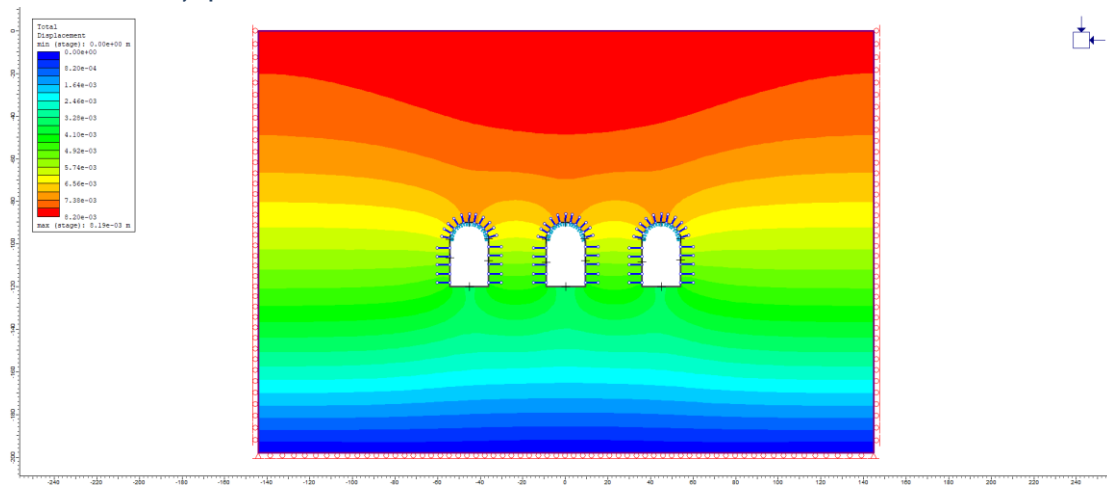


Εικόνα 3.3: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 15X30 GSI 75

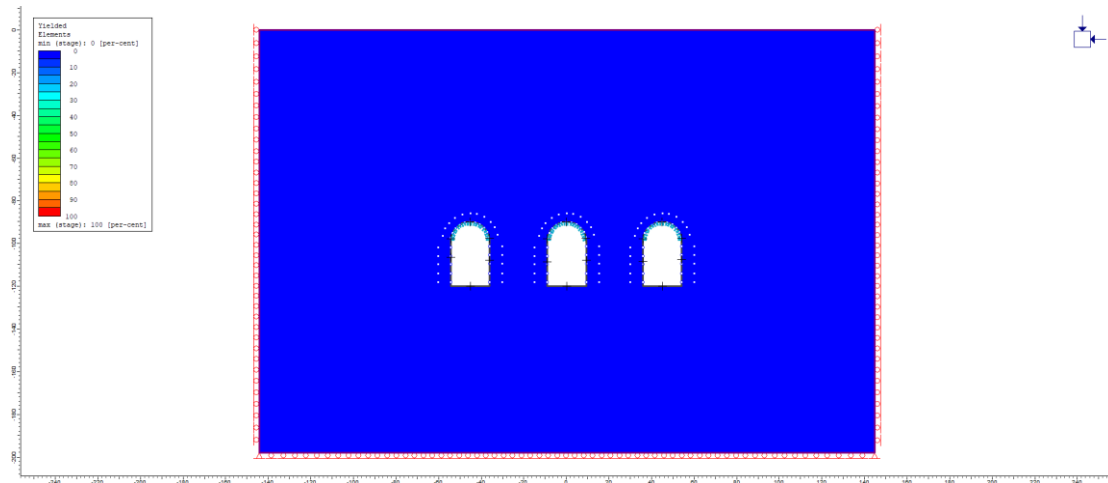


Διάγραμμα 3.1: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 15X30 GSI 75

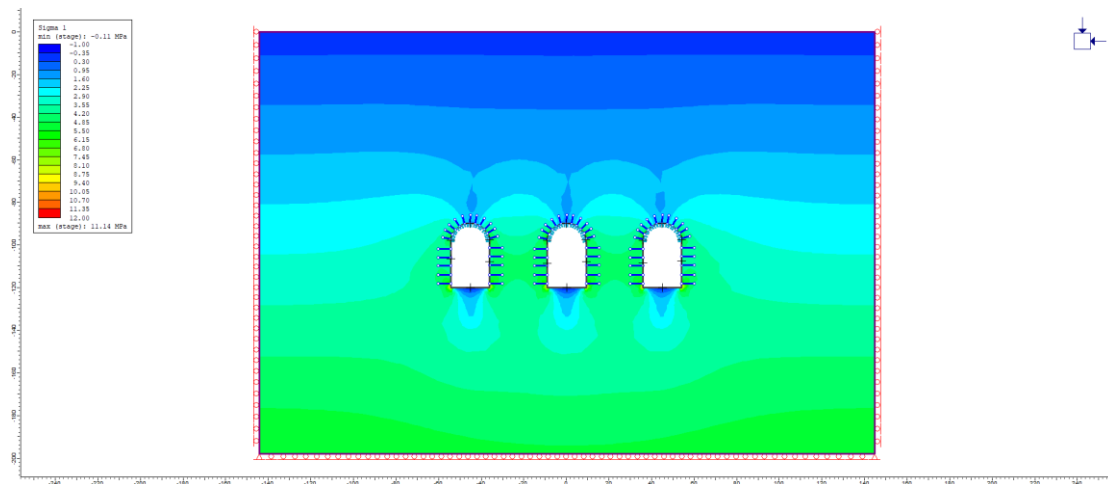
- Διατομή 18X30



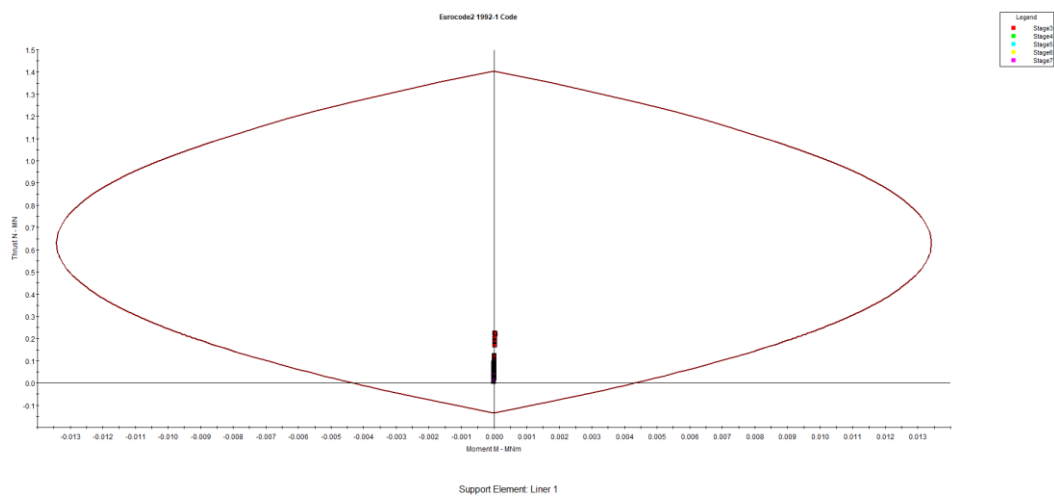
Εικόνα 3.4: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 18X30 GSI 75



Εικόνα 3.5: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 18X30 GSI 75

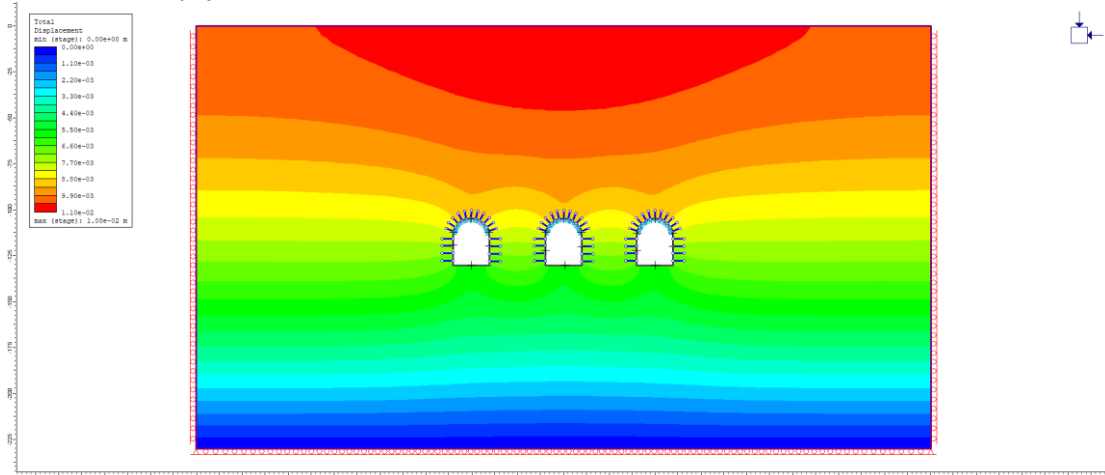


Εικόνα 3.6: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 18X30 GSI 75

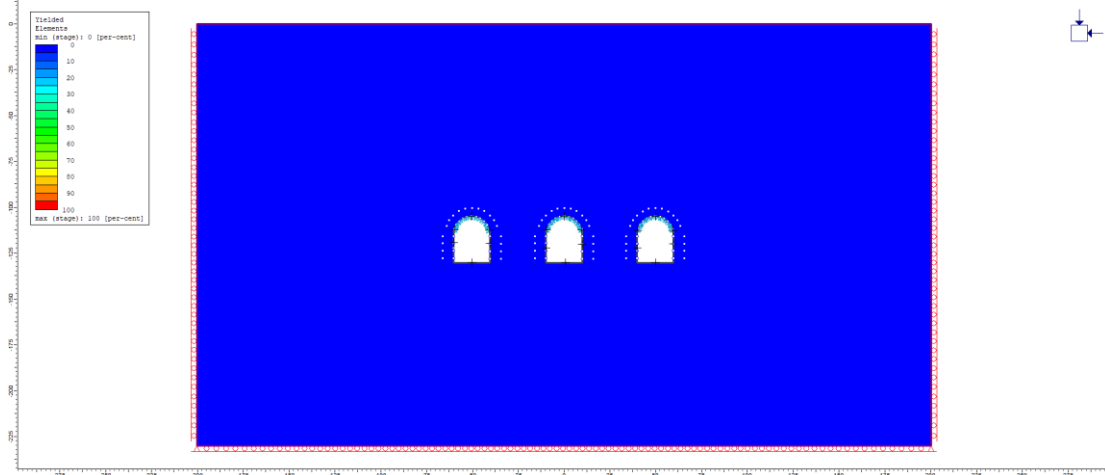


Διάγραμμα 3.2: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 18X30 GSI 75

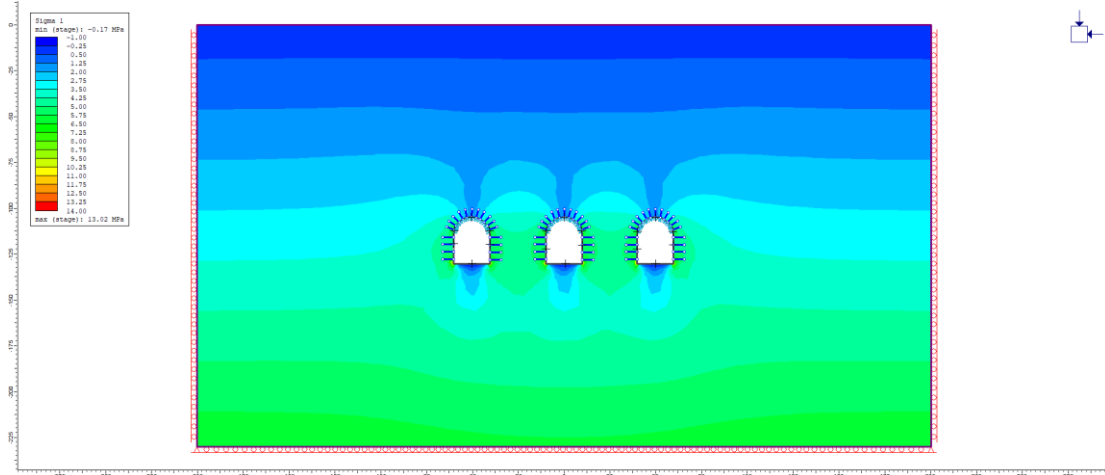
• Διατομή 20X25



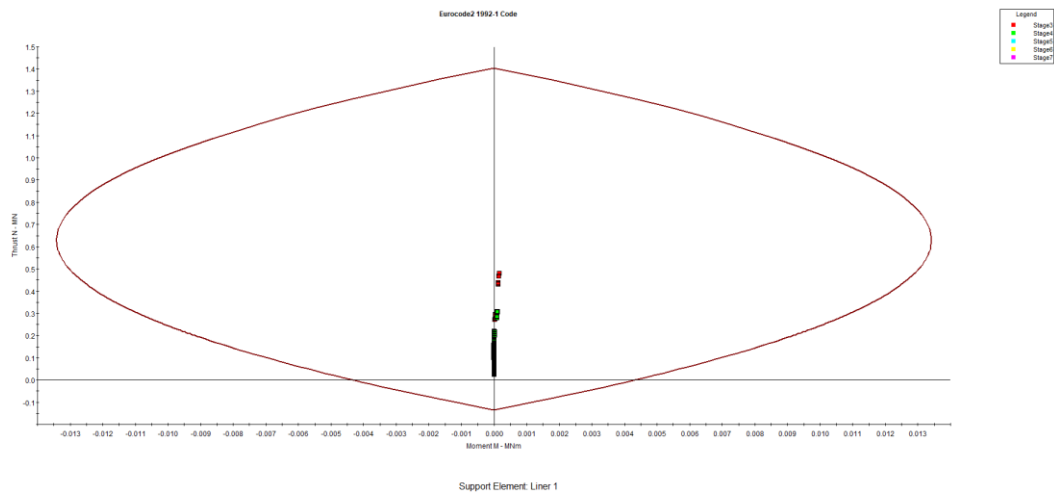
Εικόνα 3.7: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X25 GSI 75



Εικόνα 3.8: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X25 GSI 75

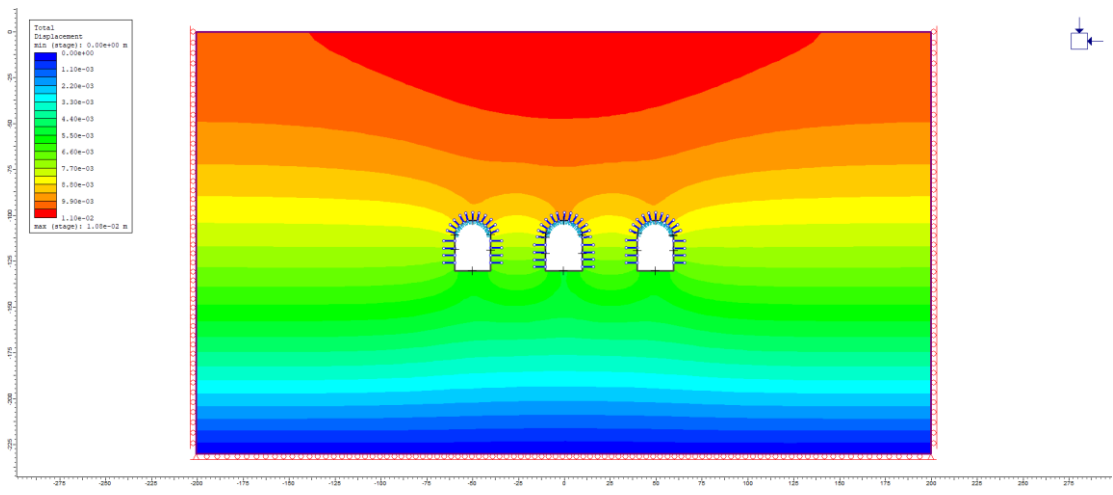


Εικόνα 3.9: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X25 GSI 75

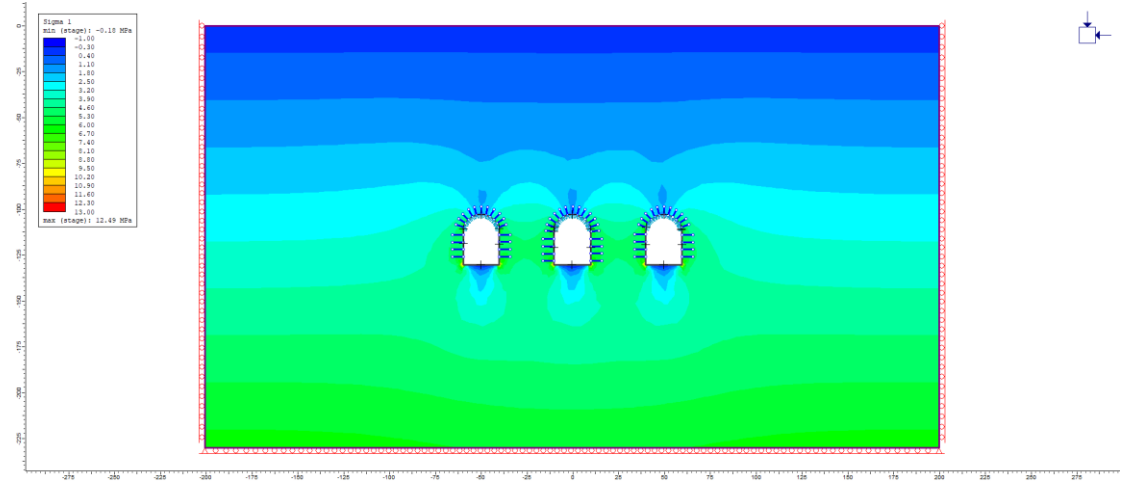


Διάγραμμα 3.3: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X27 GSI 75

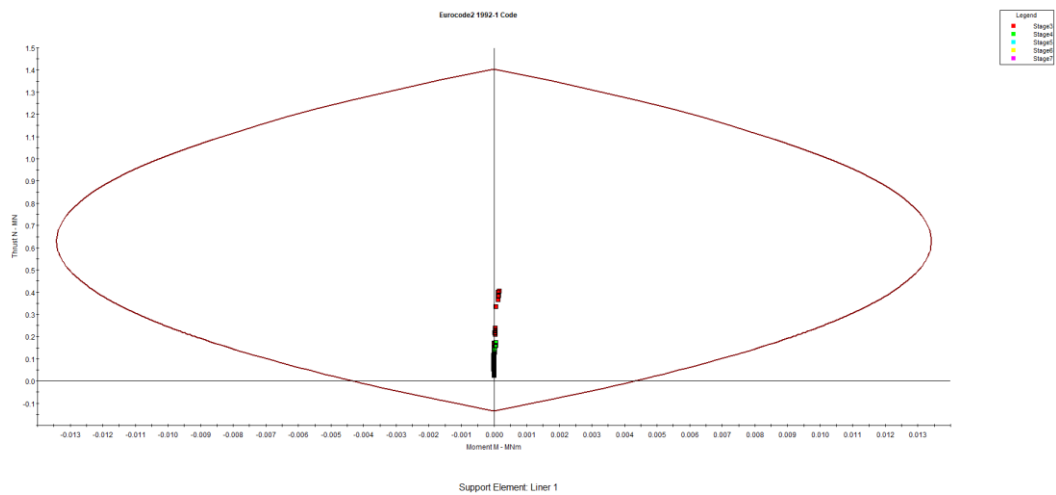
- Διατομή 20X27



Εικόνα 3.10: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X27 GSI 75

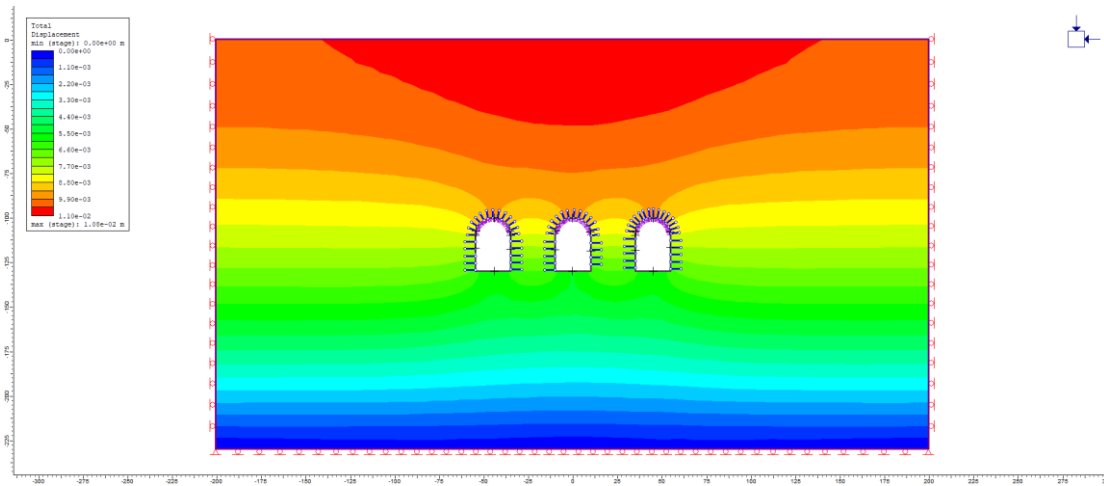


Εικόνα 3.12: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X27 GSI 75

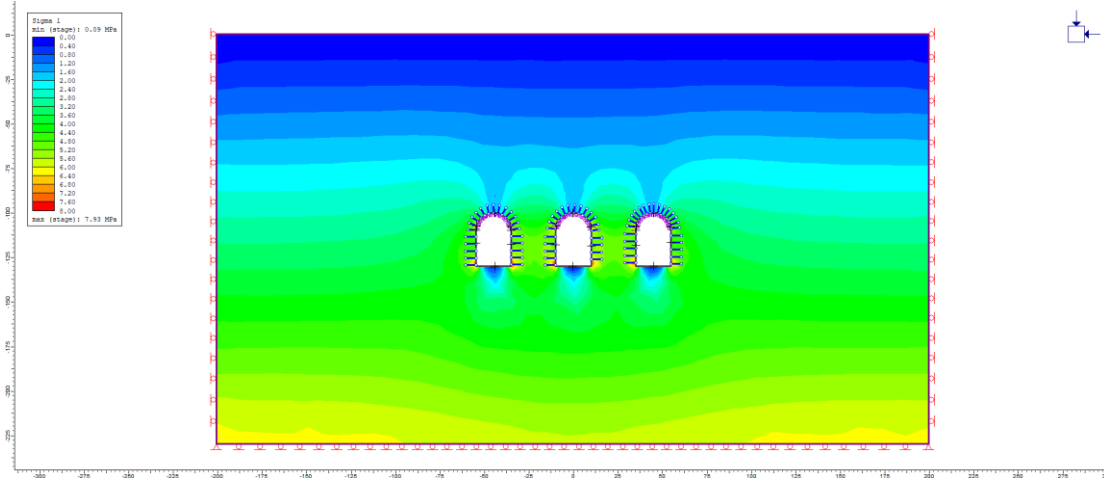


Διάγραμμα 3.4: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X27 GSI 75

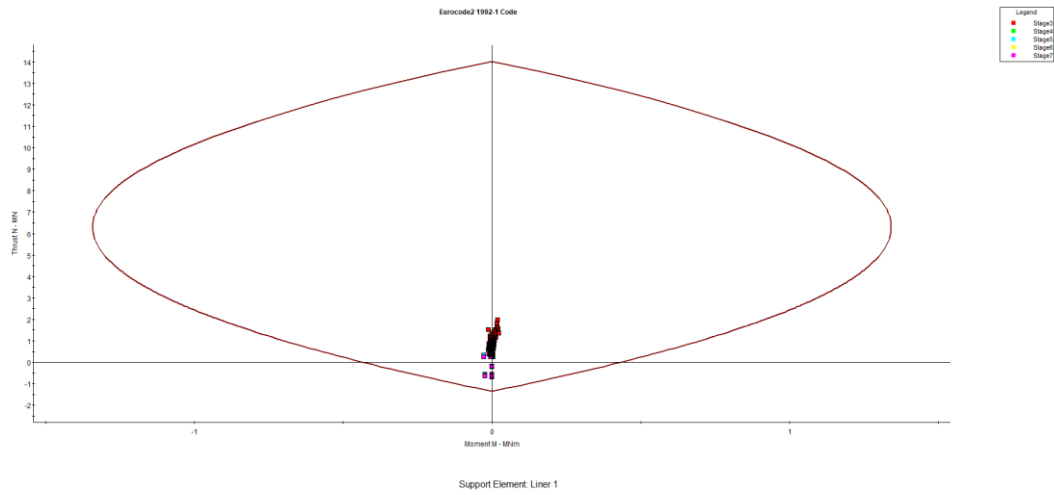
- Διατομή 20X30 απόσταση 25m



Εικόνα 3.13: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 25m GSI 75

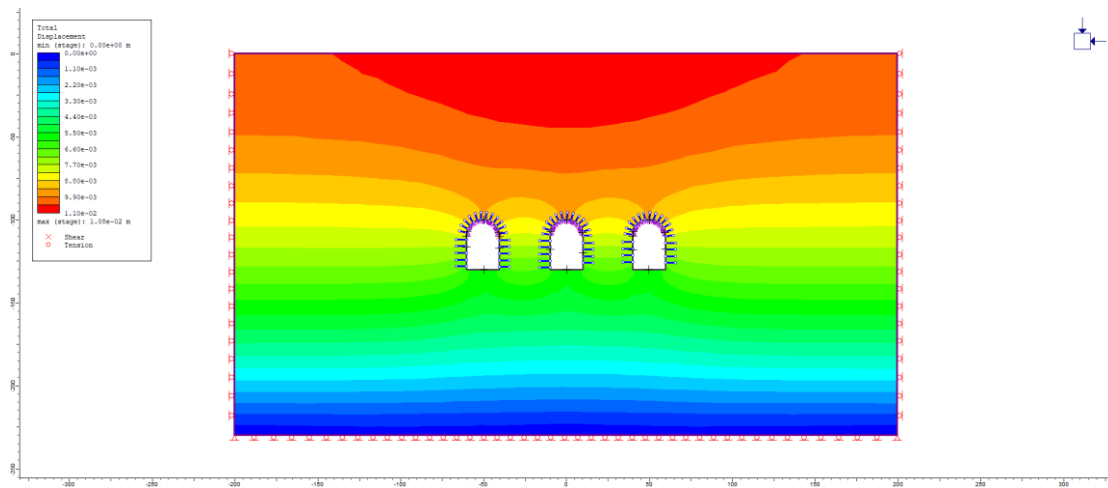


Εικόνα 3.15: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 25m GSI 75

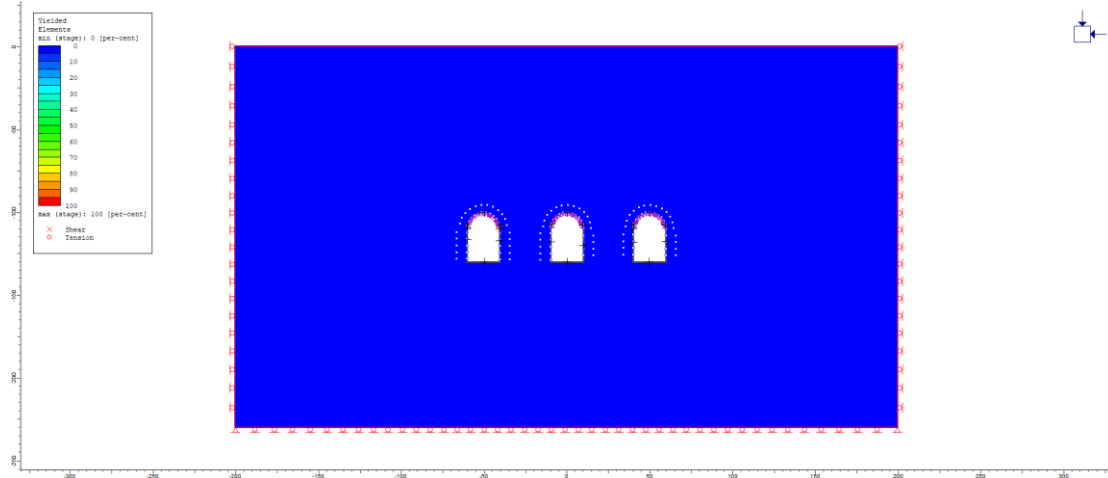


Διάγραμμα 3.5: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X30 απόσταση 25m GSI 75

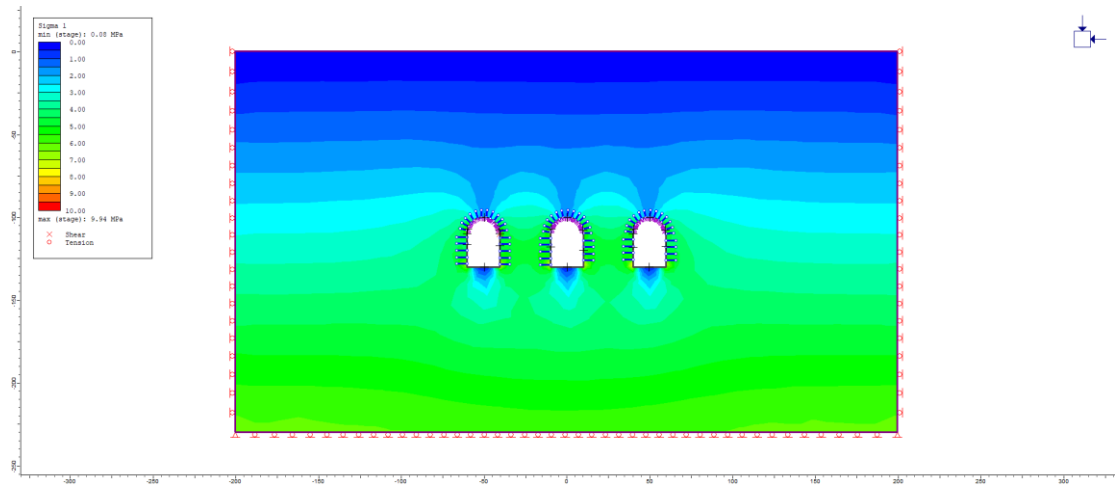
• Διατομή 20X30 απόσταση 30m



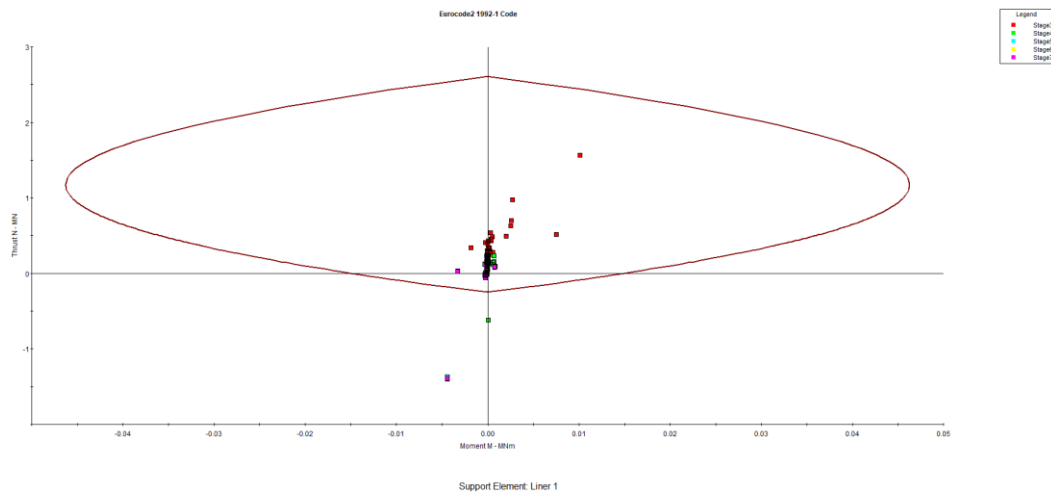
Εικόνα 3.16: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 30m GSI 75



Εικόνα 3.17: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 30m GSI 75

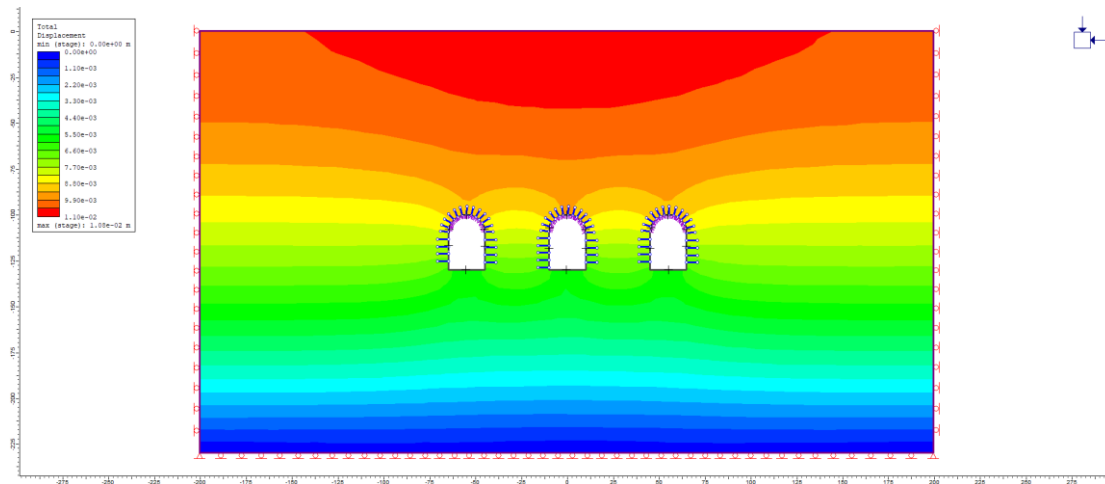


Εικόνα 3.18: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 30m GSI 75

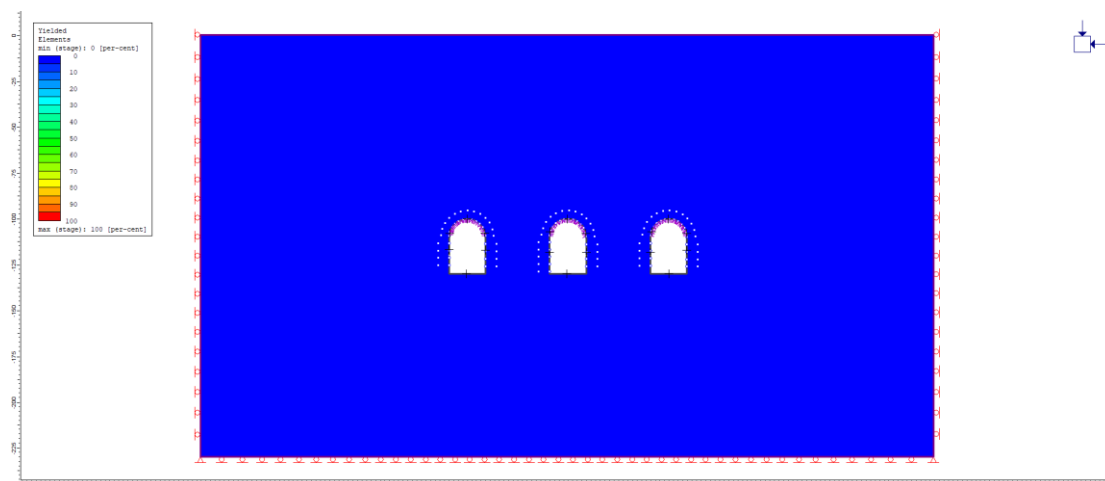


Διάγραμμα 3.6: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X30 απόσταση 30m GSI 75

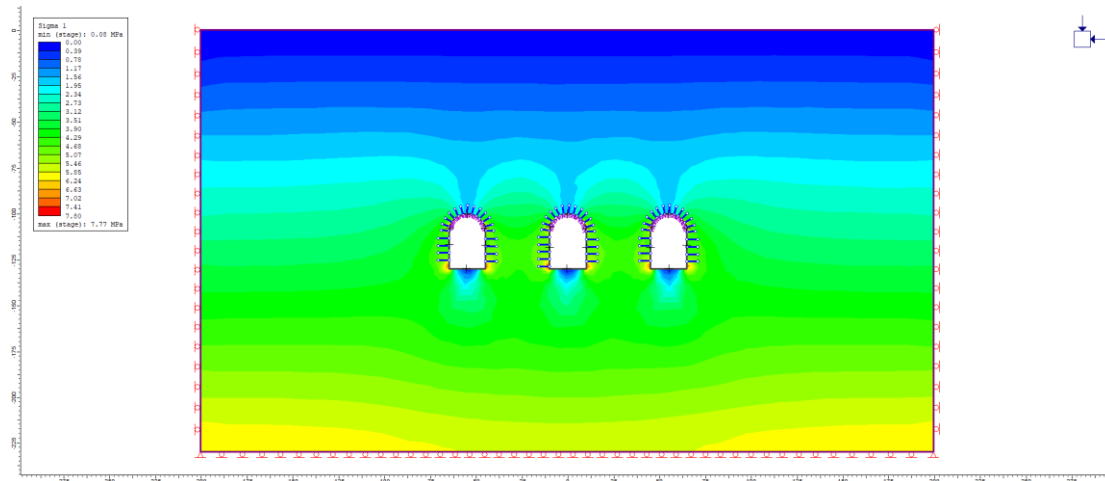
- Διατομή 20X30 απόσταση 35m



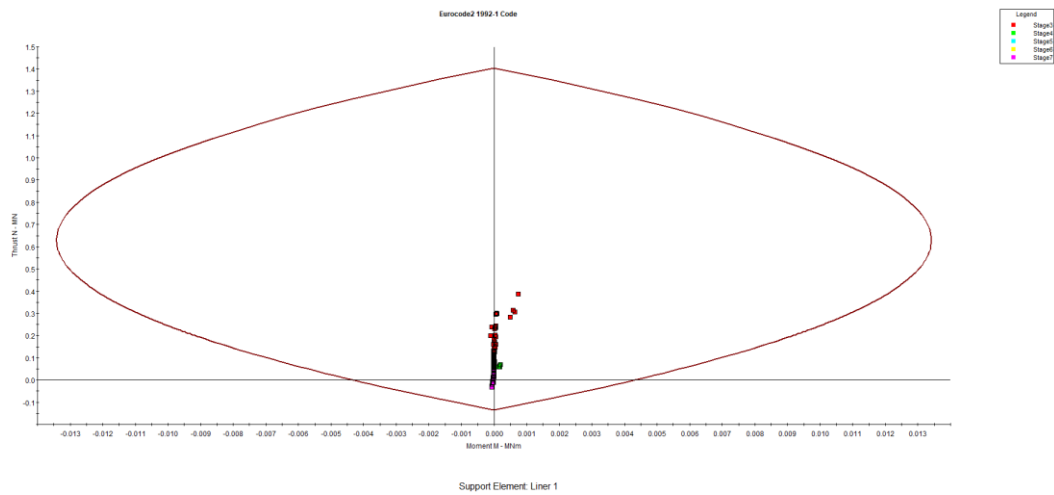
Εικόνα 3.19: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 35m GSI 75



Εικόνα 3.20: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 35m GSI 75

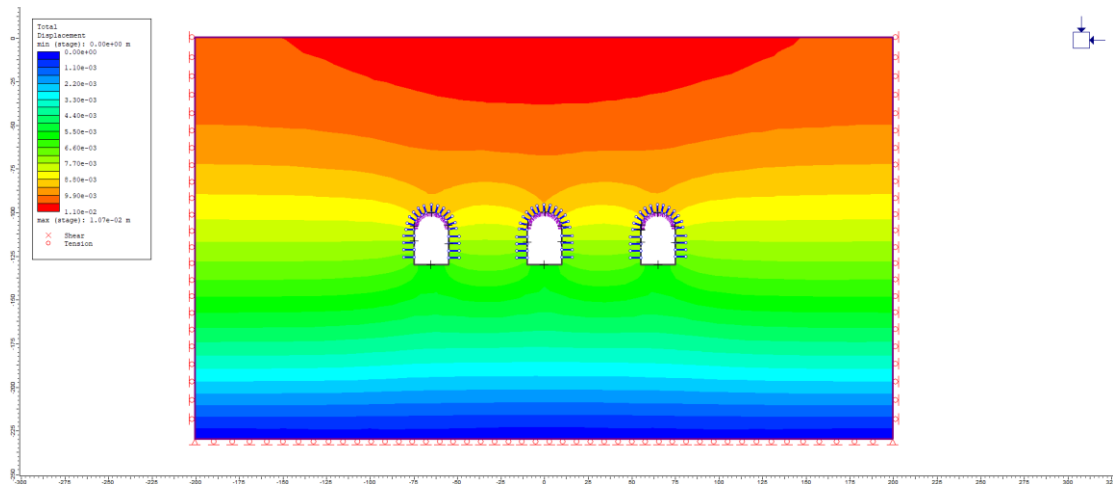


Εικόνα 3.21: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 35m GSI 75

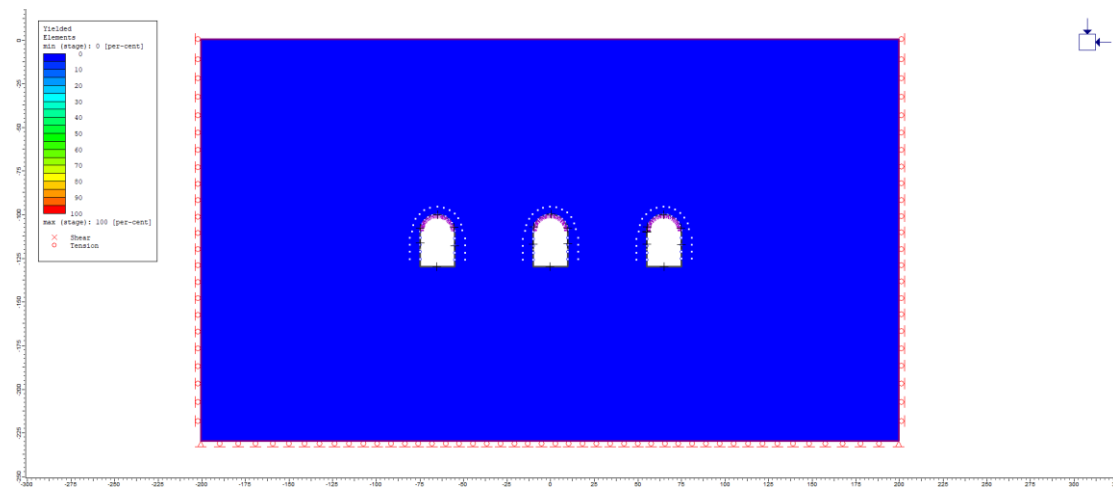


Διάγραμμα 3.7: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με 20X30 απόσταση 35m GSI 75

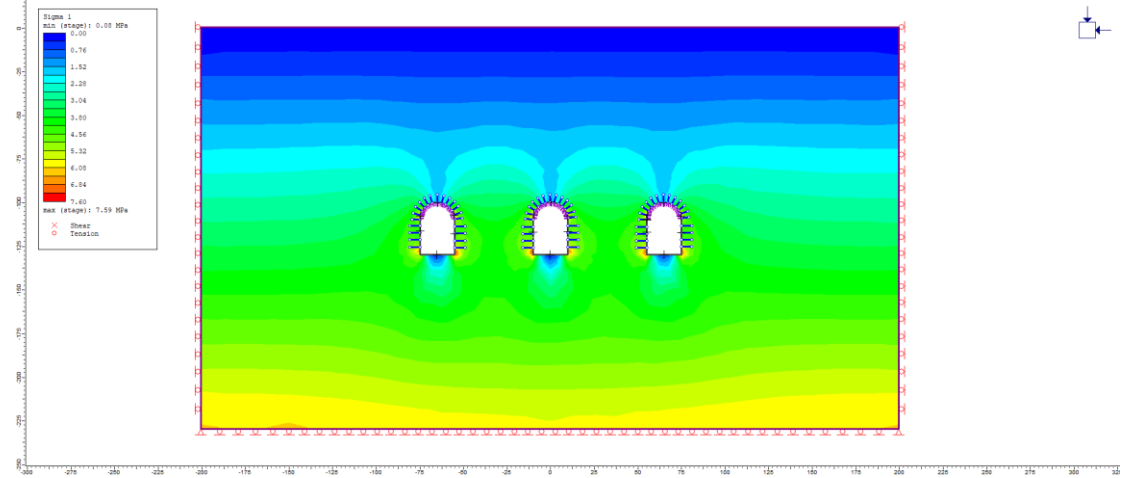
- Διατομή 20X30 απόσταση 45m



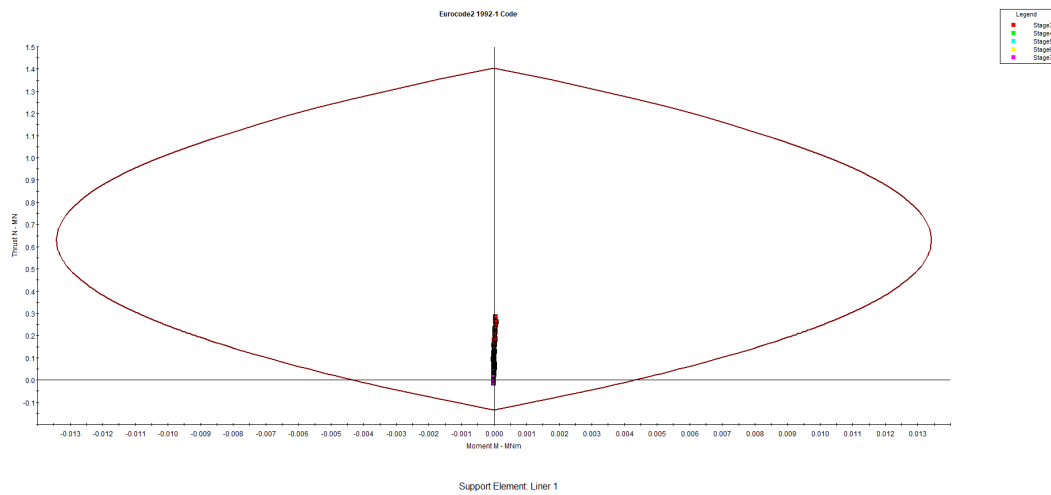
Εικόνα 3.22: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 45m GSI 75



Εικόνα 3.23: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 45m GSI 75

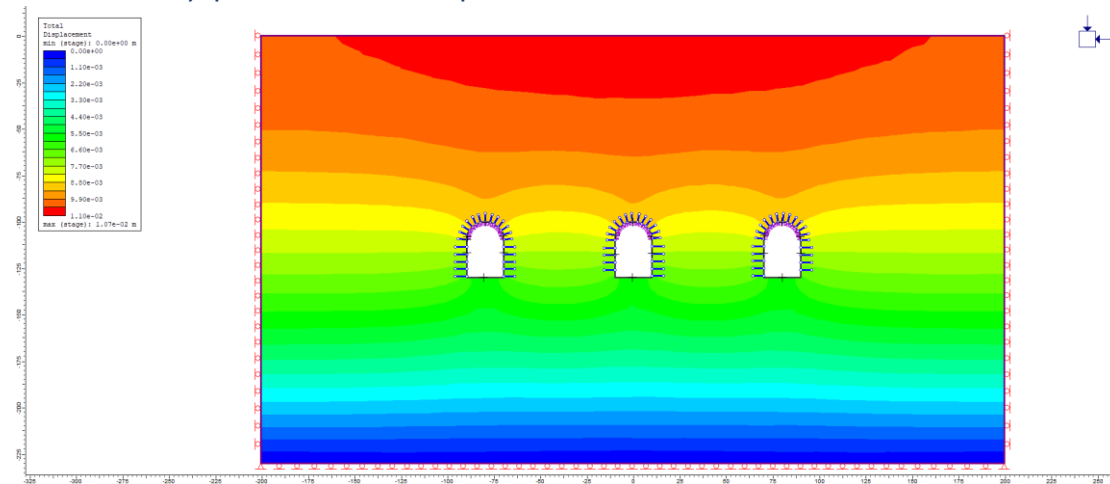


Εικόνα 3.24: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 45m GSI 75

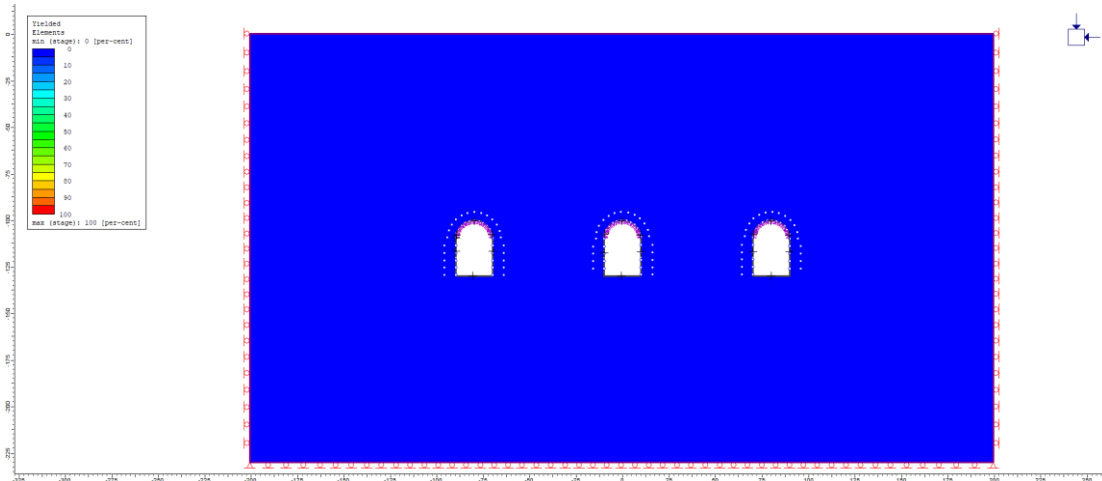


Διάγραμμα 3.8: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X30 απόσταση 45m GSI 75

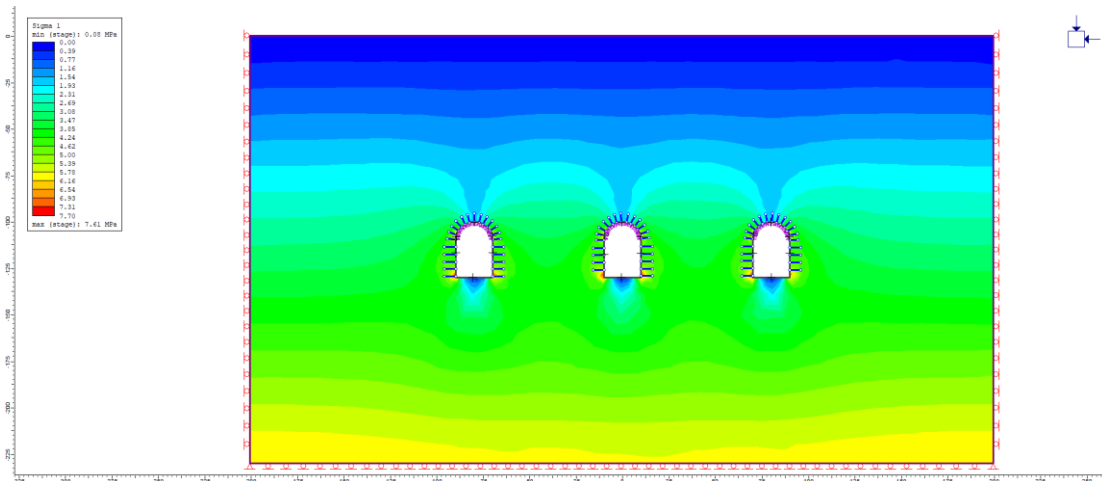
- Διατομή 20X30 απόσταση 60m



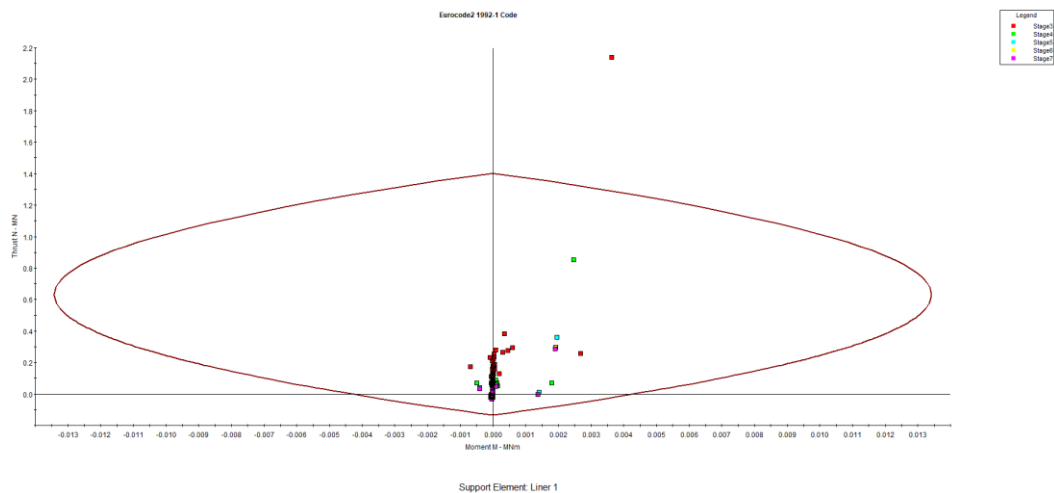
Εικόνα 3.25: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 20X30 απόσταση 60m GSI 75



Εικόνα 3.26: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 20X30 απόσταση 60m GSI 75

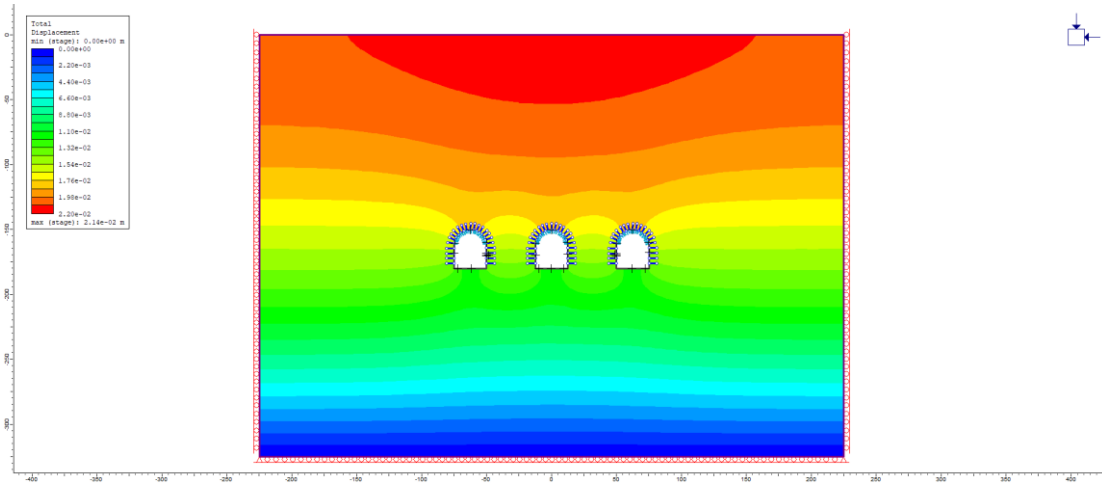


Εικόνα 3.27: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 20X30 απόσταση 60m GSI 75

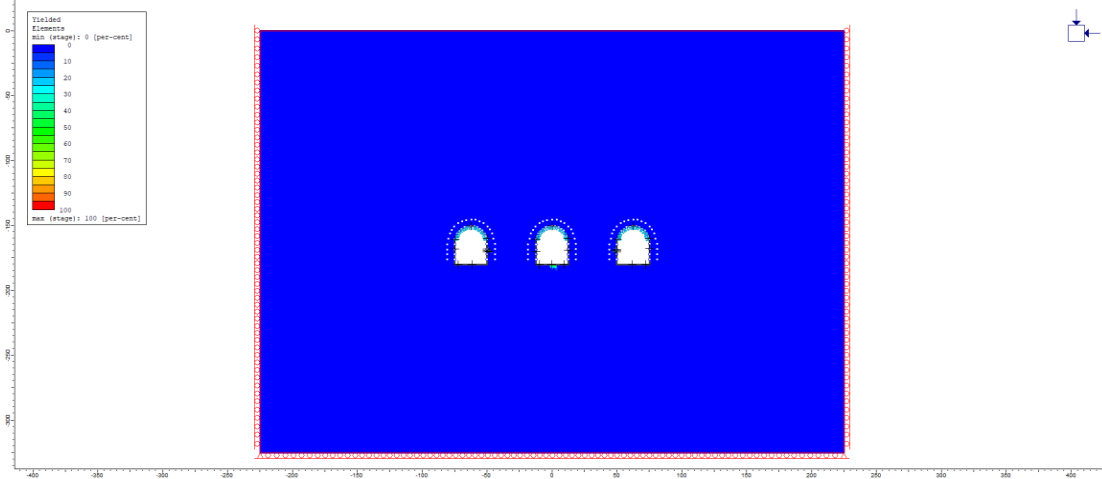


Διάγραμμα 3.9: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 20X30 απόσταση 60m GSI 75

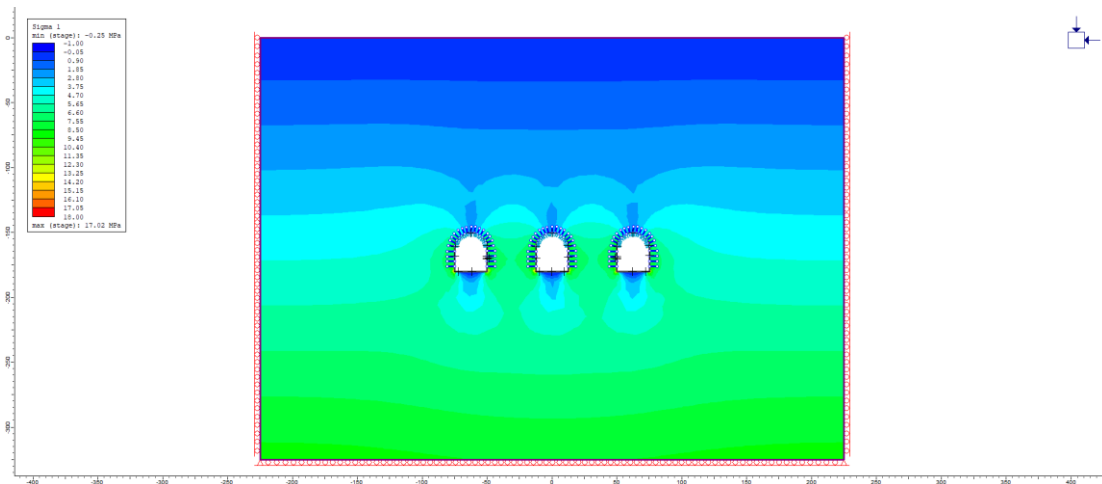
- Διατομή 25X30



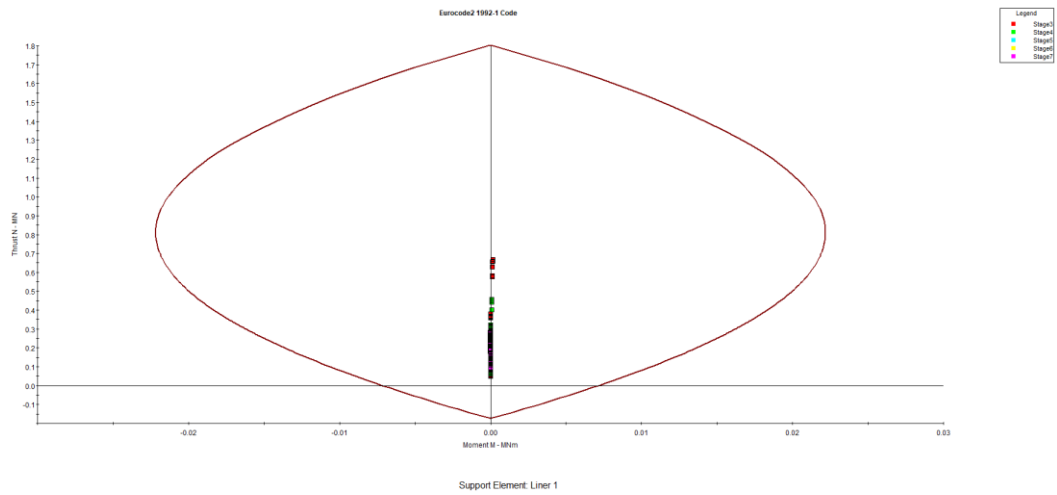
Εικόνα 3.28: Απεικόνιση συνολικής μετατόπισης μοντέλου 25X30 GSI 75



Εικόνα 3.29: Απεικόνιση ανάπτυξης πλαστικής ζώνης στη διατομή 25X30 GSI 75



Εικόνα 3.30: Απεικόνιση κύριας τάσης στη διατομή 25X30 GSI 75



Διάγραμμα 3.10: Διάγραμμα συμπεριφοράς επένδυσης στέψης έργου με διατομή 25X30 GSI 75